

Title	可変剛性システムを導入した建築構造物の性能特性と地震時応答制約設計( Dissertation_全文 )
Author(s)	鎌形, 修一
Citation	Kyoto University (京都大学)
Issue Date	1997-05-23
URL	<a href="http://dx.doi.org/10.11501/3125018">http://dx.doi.org/10.11501/3125018</a>
Right	
Type	Thesis or Dissertation
Textversion	author

可変剛性システムを導入した建築構造物の  
性能特性と地震時応答制約設計

1997年1月

鎌形修一

## 論文目次

第1章 序論 .....	1
1.1 研究の動機と背景 .....	2
1.2 研究の目的と概要 .....	8
1.3 引用文献 .....	11
付：発表論文／梗概一覧 .....	13
第2章 可変剛性構造モデルの基本特性 .....	17
2.1 序 .....	18
2.2 可変剛性構造物の模型実験 .....	19
2.2.1 試験体の構成 .....	19
2.2.2 自律型適応制御での剛性切換え過程 .....	21
2.2.3 実験結果 .....	24
2.3 可変剛性構造物の力学的モデル .....	25
2.3.1 剛性切換え過程の支配式 .....	25
2.3.2 自由振動の解析解列 .....	26
2.3.3 実験結果との比較 .....	31
2.4 数値積分法 .....	33
2.4.1 収束計算法 .....	33
2.4.2 収束計算法の解析精度 .....	34
2.4.3 実験結果との比較 .....	35
2.5 数値解析による1自由度可変剛性構造モデルの基本的特性 .....	37
2.5.1 自律型適応制御 .....	37
2.5.2 正弦波応答 .....	40
2.5.3 地震波応答 .....	44
2.6 数値解析による多自由度可変剛性構造モデルの基本的特性 .....	48
2.6.1 制御規範の比較 .....	48
2.6.2 可変剛性値の比較 .....	51
2.6.3 可変剛性分布の比較 .....	56
2.7 結論 .....	57
2.8 参考文献 .....	58

第3章	1自由度可変剛性構造モデルの性能特性の解析的評価	59	4.4.3	定常振動解の誘導	120
3.1	序	60	4.4.4	力学的エネルギー準位の評価	123
3.2	可変剛性構造モデルの支配式	60	4.4.4.1	過渡応答過程の力学的エネルギー準位値	123
3.3	自由振動	63	4.4.4.2	定常応答過程の力学的エネルギー準位値	124
3.3.1	自由振動過程の解析解列	63	4.5	結論	127
3.3.2	初期速度条件による自由振動の閉形解	64	4.6	参考文献	128
3.3.3	自由振動の特性評価	66			
3.3.4	力学的エネルギー準位の評価	69			
3.4	区間共振型正弦波外乱による強制振動	72	第5章	地震時層間変形制約条件を満たす1自由度可変剛性構造モデル	129
3.4.1	区間共振型正弦波	73	5.1	序	129
3.4.2	区間共振型正弦波による過渡応答過程	75	5.2	模擬地震波群の特性	130
3.4.2.1	硬化剛性区間-1	75	5.2.1	設計用スペクトルの設定	130
3.4.2.2	基本剛性区間-1	76	5.2.2	模擬地震波群	130
3.4.2.3	硬化剛性区間-2	77	5.3	模擬地震波での地震応答集合の統計的評価	131
3.4.3	区間共振型正弦波による定常応答	80	5.3.1	平均応答曲線	131
3.4.3.1	定常応答過程の存在の証明	80	5.3.2	平均低減評価曲線	136
3.4.3.2	定常応答振幅の誘導	81	5.4	地震時層間変形制約設計	139
3.4.4	定常応答過程における力学的エネルギー準位	85	5.4.1	基本構造物の設計	139
3.4.4.1	各剛性状態での力学的エネルギー準位値	86	5.4.2	比例型可変剛性構造物の設計	139
3.4.4.2	力学的エネルギー準位曲線	88	5.5	観測地震波での応答評価	141
3.5	結論	90	5.5.1	設計用スペクトルに内接する条件	141
3.6	参考文献	91	5.5.2	地震応答曲線	141
			5.5.3	模擬地震波群での平均応答値との比較	143
			5.6	区間共振型正弦波での応答評価	144
			5.6.1	設計用スペクトルに内接する条件	144
			5.6.2	区間共振型正弦波での応答曲線	146
			5.6.3	定常応答解と模擬地震波群での平均応答値の比較	148
			5.7	結論	149
			5.8	参考文献	150
第4章	2自由度可変剛性構造モデルの性能特性の解析的評価	92			
4.1	序	93	第6章	地震時層間変形制約条件を満たす多自由度可変剛性構造モデル	151
4.2	2自由度可変剛性構造モデル	93	6.1	序	151
4.2.1	基本構造物の設計法	93	6.2	模擬地震波群による地震応答特性	152
4.2.2	可変剛性システムの剛性分布設定法	94	6.2.1	設計用スペクトルの設定	152
4.3	自由振動	96	6.2.2	基本構造物の設計	152
4.3.1	固有振動特性	96	6.2.3	可変剛性システム	155
4.3.2	1次固有振動モードでの自由振動	98	6.2.4	模擬地震波群での平均応答値分布	155
4.3.3	2次固有振動モードでの自由振動	101	6.2.4.1	均一型分布での平均応答値分布	155
4.3.4	固有振動モードが連成した自由振動	103	6.2.4.2	Barrel型分布での平均応答値分布	158
4.3.5	自由振動過程での力学的エネルギー準位	105	6.2.5	応答値分布に関する低減評価曲線	160
4.3.5.1	1次固有振動モードでの自由振動	105	6.3	地震時層間変形制約設計	164
4.3.5.2	固有振動モードが連成した自由振動	109			
4.4	区間共振型正弦波による強制振動	111			
4.4.1	単一の固有振動モードでの運動方程式	111			
4.4.2	区間共振型正弦波による強制応答	113			
4.4.2.1	区間共振型正弦波	113			
4.4.2.2	区間共振型正弦波応答の解析解列	113			
4.4.2.3	解析解による動的応答特性の評価	116			



6.4	観測地震波での応答値分布	166
6.4.1	設計用スペクトルに内接する条件	166
6.4.2	均一型分布での地震応答値分布	166
6.4.3	Barrel型分布での地震応答値分布	169
6.4.4	十勝沖地震での八戸記録波	171
6.5	区間共振型正弦波での応答値分布	172
6.5.1	設計用スペクトルに内接する条件	172
6.5.2	均一型分布での応答値分布	173
6.5.3	Barrel型分布での応答値分布	174
6.6	結論	175
6.7	参考文献	176

第7章	結論	177
-----	----	-----

付録-A	予測型適応制御	180
付録-B	非定常パワースペクトル	185
付録-C	非定常周波数帯域濾過スペクトル	189
付録-D	SDOF-AVSD系のサイン波による強制応答過程	194

あとがき	200
------	-----

## 第1章 序論

本章では制震構造の実用化を目指す新しい構造形式として提示されたDynamic Intelligent Buildings (DIB)の基本的構成とその周辺分野の研究を説明する。次に、各種の制震システムを数値解析的に検討した結果をもとに、自律型適応制御による可変剛性システムを着目するに至った経過と研究の目的を記す。

第1章での記号表

$m, m_i$ 、 $M$ ：構造物の質量、多層構造物の*i*層の質量、質量行列

$c, c_i$ 、 $C$ ：構造物の減衰定数、多層構造物の*i*層の減衰定数、減衰行列

$k, k_i$ 、 $K$ ：構造物の剛性値、多層構造物の*i*層の剛性値、剛性行列

$\ddot{x}(t), \ddot{x}_i(t)$ ：構造物の加速度応答値、多層構造物の*i*層の加速度応答値

$\dot{x}(t), \dot{x}_i(t)$ ：構造物の速度応答値、多層構造物の*i*層の速度応答値

$x(t), x_i(t)$ ：構造物の変位応答値、多層構造物の*i*層の変位応答値

$\ddot{y}(t)$ ：地震動の地動加速度

$F_C(t)$ ：制震力装置による制震力

$F_S(t)$ ：構造物に作用する地震力

$F_R(t)$ ：構造物における内力

$t, \Delta t$ ：時間変数、区分時間

$A, A(t)$ ：構造物の振動特性関数

$G_1, G_2, G_3$ ：内力に関する係数

$x_{DC}$ ：構造物の地震応答に関する設計許容値

$F_{C,DC}$ ：設計限界制震力値

$S_p$ ：制震効果曲面

$T$ ：構造物の固有周期

$C_{PF}$ ：等周期（制震効果）曲線

$C_{PT}$ ：等制震力（制震効果）曲線

$C_{PR}$ ：等応答値（制震効果）曲線

$\theta$ ：制震効率値

$k_C, K_C$ ：可変剛性値、可変剛性行列

## 1.1 研究の動機と背景

地震時の構造物の挙動を解明する研究は、その被害状況から地震動の特性と構造物の地震応答特性を明らかにすることから始まり、それらの研究成果をもとに、設計用地震動が設定され、構造物をどのように設計するかが考えられた。1930年代から1950年代にかけて、米国で観測された地震動記録と、それらの記録から求めた地震応答スペクトルに関する研究は、許容応力度設計での設計用地震動を規定することで、耐震構造工学の発展に寄与した[1.1]。この地震応答スペクトルは、アナログ計算機によるもので、計算技術の革新によりもたらされたとも言える。その後現在に至るまでの計算機の技術開発は目覚ましく、地震応答スペクトルや構造物の地震応答解析は数値解析的に容易に解が求められるようになっている。

この地震記録による地震力の解明とは別に、構造物の終局（極限）設計を目指す立場から、構造物の崩壊過程を明らかにする弾塑性応答に関する研究も行われた[1.2]。小堀鐸二らは1950年代に構造物の非線形復元力特性を考慮した非線形振動の研究[1.3,4,5]を行った。そこでは、地震動をサイン波で簡略化した強制加振応答の過程がPhase-Plane- $\delta$ 法により算定され、その応答過程の考察から制震構造の概念[1.6]が提示された。

制震構造は、その概念が提示された1960年代には実現されなかったが、1985年に小堀鐸二は制震構造の概念をもとにDynamic Intelligent Buildings(DIB)を新たに提唱した[1.15,16]。このDIBでは能動的な振動抑制機能を実現するため、人間の平衡機能にかかわる各機能を模倣した四つのサブシステムが想定され、これらのサブシステムを総合的に駆動させることで、構造物に平衡機能が与えられる[1.17,18]。

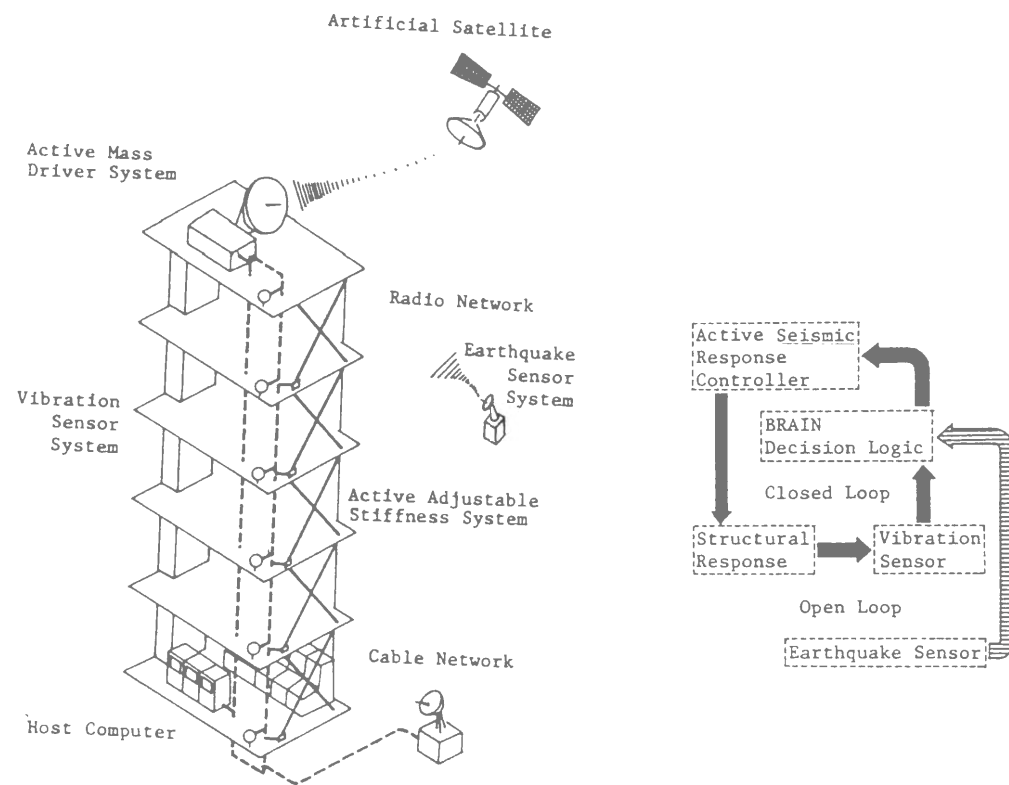


図1.1 制震構造(DIB)の構成

(a) 地震観測ネットワークシステム：

都市を囲んだ地震観測ネットワークは、構造物にとっての外部感覚機能であり、地震動の伝播速度より速い信号伝達メディアを利用することで、地震動の到達より早く地震動の発生およびその特性を制御システムに知らせる、言わば、都市基盤施設としての広域的な地震警報システムを想定している[1.19,20,21]。

(b) 構造物振動センサーシステム：

構造物内に配置されたセンサは、地震力（入力）が構造物の応答特性（フィルタ）で増幅された応答結果（出力）を感知する。この情報をもとに、構造物の時々刻々の応答特性を分析することができ、また閉ループ制御での制御情報として利用される。

(c) 制震装置：

耐震要素が剛性、耐力を構造物に与えるのに対し、制震装置は平衡機能を構造物に与える。この平衡機能を可能とする手段として、構造物の振動特性に関係する全ての構造的要素（重量・減衰・剛性）のいずれかを調整可能にするメカニカルな装置や、外部エネルギーを制震力に変換する制震力装置を導入する。

(d) 制御規範：

地震動と構造物の応答を時々刻々“認知”し、次の振動特性を“決定”し、その状態に制震装置を“駆動”させる。この一連の制御手順を決めるのが制御規範であり、制御工学における古典制御、現代制御などの研究から各種の制御規範が設定できる。

このDIBが提唱された背景には高度情報化社会の到来が上げられる。そこでの中核的技術は情報を効率的に利用することであり、情報が多く集積されるほど利便性が高まる。その結果、集積された情報の維持、管理が重要になり、それらの情報を保護するシェルタとして、構造物の振動に対する性能が厳しく要求されるようになってきた。

制震システムはSensory SystemとKinetic Systemにより構成され、前者は構造物の振動特性を常時観測し、構造物の機能維持を監視する態勢を構造物に与え、後者は構造物の振動状態に応じて構造物の振動特性を調整し振動を抑制する。これらの機能により、DIBは外部環境に応じた振動抑制特性をもつことになり、ウォーターフロント開発や都市再開発の中で、居住性の向上を含めた振動抑制対策としての適用が期待されている。

また、この研究の必要性を認識させた要因の一つに1985年9月のメキシコ地震がある。この地震では高層建物が多大な被害を受け、その原因はメキシコ盆地の軟弱な地盤特性により長周期成分が励起されたためと説明されている。その地震動記録の地震応答曲線は明らかに設計用地震力を上回っている（図1.2）。

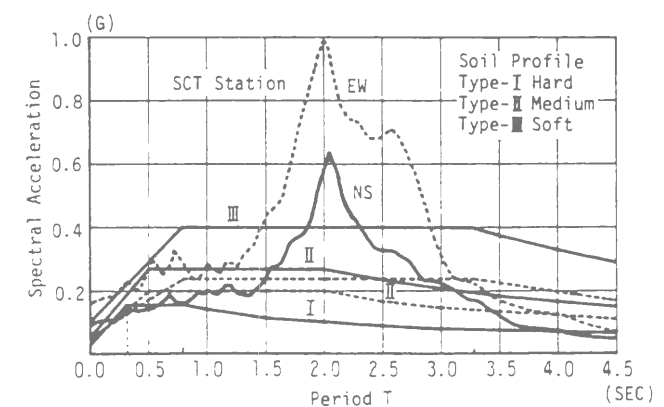


図1.2 メキシコ地震(1985)

現在は制震システムの初期の開発段階であり、居住性の向上を目的にした振動抑制対策 (Secondary System)として導入されているが、その運用の中で制震システムの可能性、信頼性が検証されつつある[1.40,41,42,43]。特に、制震システムの中で想定した2種類のSensory Systemの一つである、地震観測ネットワークは、都市機能を保持するインフラストラクチャとして、その開発が期待されている。また、構造物の内部に設置される振動センサーシステムは、構造物の健全性を常時監視(Health Monitoring)する機能を構造物に付与するばかりでなく、制震構造での重要な設計条件となる地震動や構造物の振動特性を明らかにする情報を与えるものであり、これらから得られた情報は将来の設計条件の信頼性を高めると期待される。

制震構造の概念が、その名称が示すように、構造物の地震応答の研究から導かれたのに対し、J.T.P.Yao は1970年に、制御システムを導入した Structural Control の概念[1.7]を提示した。また、振動制御に関する研究は、建築・土木工学以外の工学分野では、早くから行われてきた[1.8]。それらの力学的問題を横断的に討議する場として、1979年と1985年にはIUTAMの主催によるStructural Control Symposium[1.9,10]が開催された。最近では、制震構造の実用化に関する研究、開発の成果は、広範囲な工学分野から注目されている。

機械工学では制御対象の力学的モデルの設定が困難な場合が多いが、建築構造物の設計では、初期の段階から重量や剛性といった力学的モデルが設定される。構造物の地震応答過程は次のような運動方程式で記述される。

$$M \ddot{x}(t) + C \dot{x}(t) + K x(t) + F_C(t) = -M \ddot{y}(t) \quad (1.1)$$

$\ddot{x}(t)$ : 構造物の相対加速度応答       $M$ : 構造物の質量  
 $\dot{x}(t)$ : 構造物の相対速度応答       $C$ : 構造物の減衰  
 $x(t)$ : 構造物の相対変位応答       $K$ : 構造物の剛性  
 $F_C(t)$ : 制震装置による負担力       $\ddot{y}(t)$ : 地震動の地動加速度

1960年代初期に機械工学の分野で、ばねやダンパなどの代りに外部エネルギーを変換した振動抑制力を導入する装置(Servo-controlled System)が考えられていた[1.8]。また、1970年代初期にKarnoppは、自動車のサスペンションの研究の中で絶対速度に比例した最適減衰力を導いた。これを実現するには空間中に反力点が必要であることから、この装置はスカイフックダンパと呼ばれたが、その名称には実現性を揶揄した響きが感じられる。そこで、Karnoppは、この最適減衰力を実現するために、振動抑制力を利用したアクティブダンパを提案した[1.11]。この装置も、提案された時には、エネルギー源の問題から実用化は困難とされたが、現在ではエンジンの高出力化に伴いエネルギー源の問題は解消され、この制御によりもたらされる安定性や操縦性の向上といった、高い運動性能が注目され、新しいサスペンションとして実用化されるに至っている[1.12]。

このアクティブ・ダンパの名称から、機械工学の分野では、振動抑制力を用いた制振法はアクティブ制御と呼ばれ、この手法を用いた広範囲な研究、開発が行われている[1.13]。また、Karnoppは、バイパス管とその開閉機能を付与したメカニカルなダンパにより、最適減衰力と一致する位相状態だけ減衰力を作用させる装置を考案し、セミ・アクティブ装置と名付けた[1.14]。

米国では、Structural Controlの概念をもとに、J.N.Yang, T.T.Soong, M.Abdel-Rohman らによりアクティブ・マス・ダンパやアクティブ・テンドンなどの制震力装置を導入した理論的研究[1.25,26,27]が展開され、例えば、地震動を確率モデルとして表し、最適制御理論をもとに構造物の応答低減量を評価する研究や、刺激係数が高い振動モードだけを制御対象とした主要モード制御が検討された。

S.F.Masri は1970年代末にパルス・ジェネレータを用いた実験的研究[1.28]を行い、構造物の地震応答の低減に関する研究を行った。その中では最適制御ではなく、現実的な制御法である閾値制御(Bounded State control)が採用された。この実験的研究を契機にして、各種の制震装置の開発や、適用性の研究[1.29,30]が行われるようになった。また、制御理論においても、地震動による構造物の応答過程が着目され、Yangは構造物の応答情報による閉ループ制御と地震動情報による開ループ制御を併用する最適制御規範を提示し、更に制震力を作用させる瞬間の地震動情報を利用する瞬間最適制御を提示した[1.31]。

制震力システムは、装置を制作する機械工学分野との学際的研究・開発において互いに理解しやすいシステムであり、その研究・開発が促進された。著者も各種の制震システムの一つとして制震力システムの可能性を検討した。台形則では、離散時間 ( $\Delta t$ )の前後での速度、変位応答値を次のように表す。

$$\dot{x}(t) = \dot{x}(t - \Delta t) + \frac{\Delta t}{2} \{ \ddot{x}(t - \Delta t) + \ddot{x}(t) \} \quad (1.2)$$

$$x(t) = x(t - \Delta t) + \Delta t \dot{x}(t - \Delta t) + \frac{\Delta t^2}{4} \{ \ddot{x}(t - \Delta t) + \ddot{x}(t) \} \quad (1.3)$$

これらを(1.1)式に代入し、加速度応答値の時間的な変化を、次のような線形方程式で記述する。

$$\ddot{x}(t) = A^{-1} [F_S(t) + F_R(t - \Delta t) + F_C(t)] \quad (1.4)$$

$$F_R(t - \Delta t) = -G_1 \ddot{x}(t - \Delta t) - G_2 \dot{x}(t - \Delta t) - G_3 x(t - \Delta t) \quad (1.5)$$

$$A = M + \frac{C\Delta t}{2} + \frac{K\Delta t^2}{4} \quad (1.6)$$

$$G_1 = \frac{C\Delta t}{2} + \frac{K\Delta t^2}{4} \quad (1.7)$$

$$G_2 = C + K\Delta t \quad (1.8)$$

$$G_3 = K \quad (1.9)$$

(1.4)式の右辺での内力{  $F_R(t - \Delta t)$  }が時刻( $t$ )以前の地震動による応答成分で構成されていることに着目し、直感的な制御規範として、応答情報のフィードバック制御である加速度制御、速度制御、変位制御を考案した。そして、それらが構造物の質量、減衰、剛性を擬似的に増加させる物理的特性を有することを明らかにした。

(1.2)式は『構造物の( $t$ )時刻の地震応答は、それ以前の地震応答による内力 ( $F_R$ )とその瞬間の地震力 ( $F_S$ )に制震装置による力を加えた動的な力が、増幅特性 ( $A^{-1}$ )のフィルタを介した出力である』と考え、制震力を設定する2種類の方法を考案した。

一つは、内力を相殺するように制震力を設定する方法であり、これは構造物の応答量を制御情報とした閉ループ制御となるが、地震力との位相の関係によっては、動的な力を増幅させる可能性がある。これに対し、内力と地震力を相殺するように制震力を設定する方法では地震動情報を用いた開ループ制御の併用になり、Yangの瞬間最適制御はこの制御規範に相当する。

制震力システムでは必要とされるエネルギー量が問題とされていたことから、地震動情報を利用した開ループ制御を導入することでエネルギー量を低減させる可能性を検討した。そこで、Bellmanの動的計画法の最適原理[1.35]を適用し最適制震力を求め、制震力装置に対する必要性を評価した。構造物の固有周期と最大応答値に加え、制震力装置の最大制震力の関係を制震効果曲面で示し、更に、この制震効果曲面から3種類の制震効果曲線を求めた。等周期曲線は、特定の固有周期の構造物における、応答値と必要制震力のトレードオフの関係を示している。

この曲線の勾配( $\theta = dC_{PF}/dF_{C,MAX}$ )は制震力増分に対する応答低減量であり、この勾配の大きいほど制震効率が大きいと考えられる。等制震力曲線は、制震力装置の最大制震力に対する限界値を設定したときの、構造物の応答量を示している。最大制震力を零とした等制震力曲線は通常の応答スペクトルである。等応答曲線は設計条件で構造物の許容応答量を与えたときの制震力の必要量を示している(図1.3)。El Centro波の制震効果曲面を示す[1.36](図1.4)。

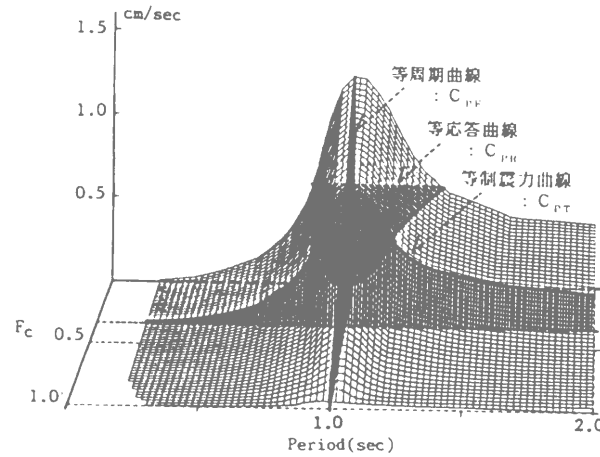


図 1.3 制震効果曲面と制震効果曲線

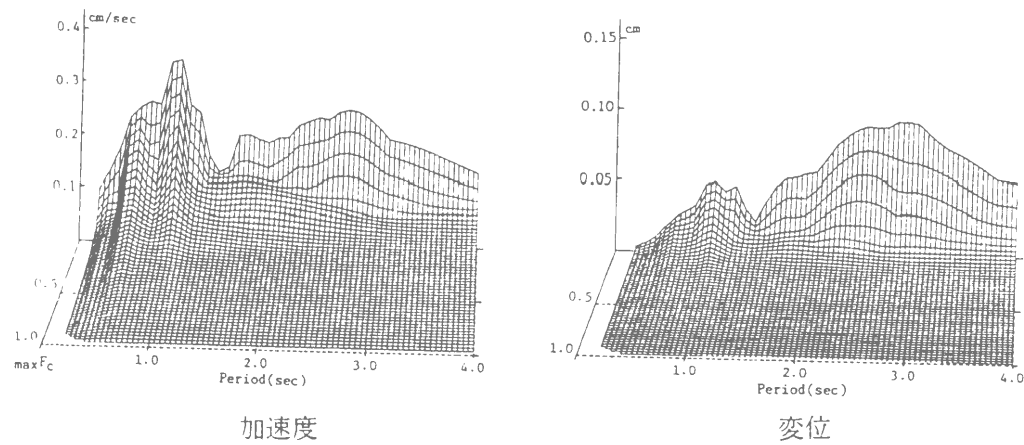


図 1.4 制震効果曲面 [El Centro(NTS)]

構造物の地震応答は、選択共振と呼ばれるように、構造物の固有周期と一致した地震動の周期成分により励起され、共振周期成分の振幅が小さくても、その継続時間が長ければ、構造物の応答は大きく成長する事になる。そのような場合には、各時刻での地震力を相殺する特性を有する最適制震力では、必要とされる制震力の最大値は小さくてすむ。また、必ずしも十分な制震力が与えられない場合でも、小さな制震力範囲では等周期曲線の勾配が大きいことから、高い振動抑制効果が得られると期待される。しかし、構造物に作用する地震力の大きさを考えると、限られた外部エネルギー源を有効に利用する工夫が必要になることも明らかである。その工夫の一つが受動型の特性を組込んだHybrid型システムであり、今までに実際の構造物に導入された各種の制震力型制震システムにおいても、このタイプが多い[1.33,34]。

これに対し、著者は、鉄骨構造物の復元力特性の研究と地震記録の分析研究に携わっていた経験から、制震構造の基本概念の一つである「非定常非共振」を目指した可変剛性システムに着目した。そして、研究手段として手中にしていた数値解析法を用い、非線形復元力特性を導入した各種の可変剛性システムの可能性を検討した。その中で、可変剛性構造モデルの振動低減メカニズムを次のように検討した。

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + \{k + k_C(t)\}x(t) = -m\ddot{y}(t) \quad (1.10)$$

(1.1)式が構造物の剛性が変化しない線形系の運動方程式であるのに対し、(1.10)式は構造物の剛性が応答状態、即ち時間的に変化する非線形系の運動方程式である。数値積分においては、微小時間( $\Delta t$ )内で剛性の変化がなく、地動加速度が線形に変化すると仮定し、加速度応答の時間的変化を次の線形方程式で記述する。

$$\ddot{x}(t + \Delta t) = A(t)^{-1} \{F_S(t + \Delta t) + F_R(t)\} \quad (1.11)$$

$$A(t) = m + 0.5c\Delta t + 0.25\{k + k_C(t)\}\Delta t^2 \quad (1.12)$$

$$F_S(t + \Delta t) = -m\ddot{y}(t + \Delta t) \quad (1.13)$$

$$F_R(t) = -G_1(t)\ddot{x}(t) - G_2(t)\dot{x}(t) - G_3(t)x(t) \quad (1.14)$$

$$G_1(t) = 0.5c\Delta t + 0.25\{k + k_C(t)\}\Delta t^2 \quad (1.15)$$

$$G_2(t) = c + \{k + k_C(t)\}\Delta t \quad (1.16)$$

$$G_3(t) = \{k + k_C(t)\} \quad (1.17)$$

(1.11)式から、『構造物の(t)時刻の地震応答は、その直前の内力( $F_R$ )とその瞬間の地震力( $F_S$ )による動的な力が、(t)時刻の剛性状態に対応した増幅特性( $A(t)^{-1}$ )のフィルタを介した出力である。』と考えられる。これから可変剛性装置による応答抑制法として、構造物の増幅特性を調整する方法[1.36]と、復元力を低減する方法[1.37]が考えられる。前者は、制震構造の基本概念の一つである「地震動の卓越成分から回避する非定常非線形特性を利用する」もので予測型適応制御を、後者は、「構造物のエネルギー吸収性能を利用する」もので自律型適応制御を考案した。

数値解析結果をもとに確認した可変剛性構造モデルの性能特性をもとに、可変剛性システムの試作も行い、実際の構造物への適用を促した。その後の数値解析結果からは、自律型適応制御による可変剛性システムの動力学特性が、実現性の高い「非定常非共振」特性を有することを確認するに至った。

自律型適応制御による可変剛性システムは、機械工学分野の立場からは、セミ・アクティブ装置に属するものとなるが、Sensory SystemとKinetic Systemの組合せで構成される本システムは、従来の耐震要素や免震要素が受動的な要素であることにに対し、能動的な制震システムと位置づけられる。この制御システムとしての特性に着目し、著者は可変剛性システムの英語名をActive Adjustable Stiffness Systemとしたが、装置側の可変特性から名付けられたActive Variable Stiffness Systemの名称が一般的に用いられる。



## 1.2 研究の目的と概要

前節で概説したように、制震構造の基本概念のもとに各種の制震システムを検討し、新たに可変剛性システムを考案した。本論文では、自律型適応制御による可変剛性システムの性能特性を数値解析結果をもとに示し、その性能特性を解析的な閉形解で証明する。そして、本システムを建築構造物に導入する際に、中村恒善による地震時応答制約設計をもとに、可変剛性装置の可変剛性値を直接的に求める設計手順を提示する。

本システムを導入した1自由度可変剛性構造モデルの応答過程の概念図を示す(図1.5)。機械工学分野では、このように応答状態に応じた剛性切換え系を時変系と呼んでいる。

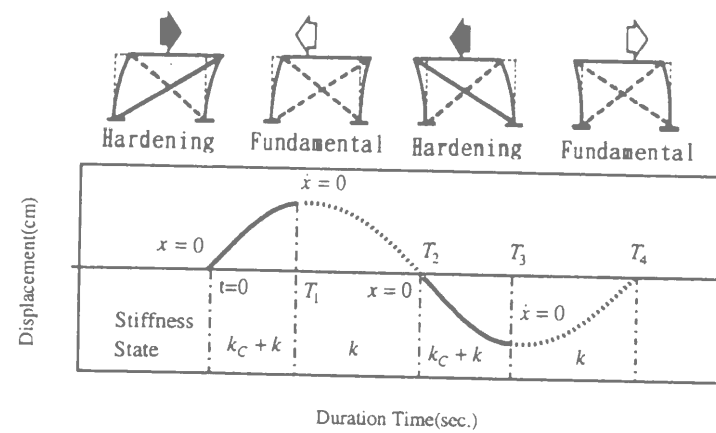


図1.5 1自由度可変剛性構造モデルの剛性切換え過程

制震構造の基本概念の一つに「構造物の復元力特性による非定常非共振を利用する」という概念がある。構造物の動的応答特性において共振現象は、構造物にとって最も好ましくない振動状態であり、共振応答値は設計的な尺度に利用される。

例えば、サイン波での共振応答解をもとに、継続時間と定常振幅比の関係を図示する(図1.6)。この図からは共振応答が成長するのに要する時間は減衰特性に依存し、一般的な構造物の減衰定数である2~5%の範囲では10サイクル以上の外乱の継続が必要であり、この時間は地震動の卓越成分の継続時間に比べ長く、構造物の地震応答は過渡応答過程に留まると考えられる。柴田碧らは地震動による応答倍率の経験的な評価から「共振3波」による評価法を提示している。また、棚橋諒は地震応答過程の本質をサイン波応答の1サイクルの過程で評価できるとした「一波共振」の卓抜した概念を提示した[1.2]。

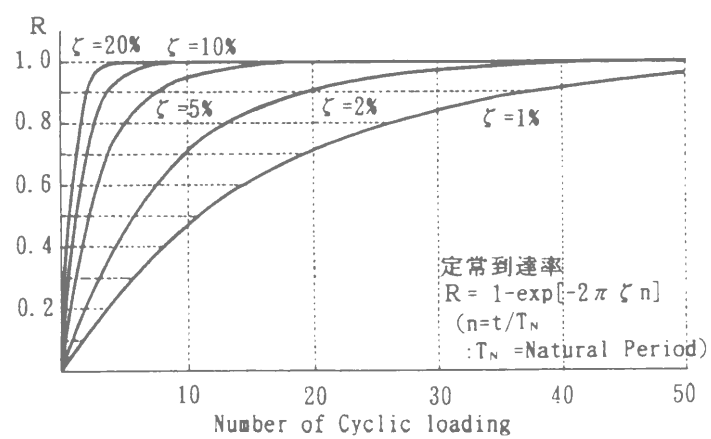


図 1.6 共振振動の成長過程

本論文では、1自由度可変剛性構造モデルが硬化剛性と基本剛性の切換え系となることから、各々の剛性状態に対応した共振正弦波を連結した区間共振型正弦波を導入した(図1.7)。この区間共振型正弦波の概念は中村恒善によるもので、可変剛性構造モデルに対応した極限的な外乱として、直感的に考案された。この外乱の導入により、1自由度可変剛性構造モデルの解析解の記述が容易になり、強制振動状態における性能特性を表す閉形解を導出できた。

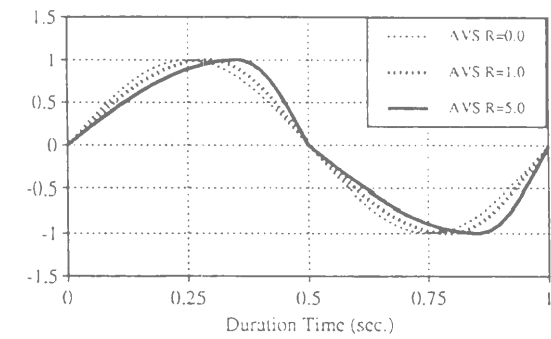


図 1.7 区間共振型正弦波

また、本論文では、可変剛性システムを導入した構造物の設計法として、中村恒善による地震時における構造物の層間変形値を指定値にする設計力学的手法を導入した[1.42, 43, 44]。ここでは、可変剛性システムによる応答低減評価式が入力レベルに依存しない特性を利用した。

以下に各章の概要を記述する。

第2章では、自律型適応制御[b-2, b-5]の検証のために行った模型実験を示し、可変剛性システムによる振動抑制特性を示した。そして、硬化剛性過程、剛性切換え過程、及び基本剛性過程を力学的モデルで表した自由振動過程の解析解列から剛性切換え時間が振動抑制効果に及ぼす影響を明らかにし、瞬時剛性切換えモデルを導入した。更に、実験結果と数値解析結果を比較し、力学的モデルの妥当性を示した。また解析解列から、自律型適応制御では入力レベルと出力レベルが比例関係になる特性を明らかにした。1自由度可変剛性構造モデルの動的応答過程を数値積分法により算定し、可変剛性倍率をパラメタとし、サイン波や地震波による応答曲線を示した[a-5, a-8]。これらの結果から、自律型適応制御による可変剛性システムの優れた性能特性を明らかにした。可変剛性システムを多層構造物へ導入する際の、可変剛性装置の配置法や可変剛性値に関しても数値解析により検討した[a-7, a-9]。

第3章では、1自由度可変剛性構造(SDOF-AVS)系について、自由振動過程と新たに導入した区間共振型正弦波での強制振動過程から可変剛性構造モデルの性能特性に関する閉形解を導出した。自由振動過程では、1サイクルにおける応答低減量を可変剛性倍率の関数(低減評価曲線)として導き、可変剛性倍率を大きくするほど、最大応答値が低減できることを証明した。また、エネルギー準位値を算定し、振動抑制効果が可変剛性装置によるエネルギー吸収によることを明らかにした。

区間共振型正弦波によるSDOF-AVSモデルの応答過程を漸化式で記述し、定常応答過程が存在することを証明した。また、定常応答レベルが入力レベルに対し比例関係を有することを証明し、可変剛性倍率を大きくするほど、定常応答振幅を低減できることを明らかにした。

第4章では、せん断型バネ-マスモデルとした2自由度可変剛性構造(2DOF-AVS)系において、基本剛性比例型の可変剛性分布を設定した。この2DOD-PAVSモデルでは、全層硬化剛性と基本剛性の各固有振動モードが同一となり、剛性切換えが各層同時に設定され、単一の固有振動モードでの応答低減特性を、1自由度系と同様な閉形解で表されることを明らかにした。また、各固有振動モードでの区間共振型正弦波による定常応答過程の存在を証明し、定常振幅と可変剛性倍率の関係を表す閉形解を導出し、可変剛性倍率を大きくするほど、定常応答振幅を小さくできることを証明した。

第5章では、設計用スペクトルに適合する人工地震波群によるSDOF-AVSモデルの地震応答集合を統計的に処理した結果から、可変剛性倍率をパラメタとして平均応答曲線を示した。その結果からは、可変剛性倍率を大きくするほど応答値が低減できる性能特性を明らかにし、第2章での地震記録波による応答曲線に関する評価の正当性を確認した。この結果をもとに、擬似固有周期をパラメタとし最大応答値と可変剛性倍率の関係を低減評価曲線として図示し、可変剛性倍率を大きくすることで最大応答値を小さくできる低減特性の評価式を提示した。この評価式と設計用変位スペクトルから擬似固有周期と可変剛性倍率、最大変位応答値の関係を導出し、指定最大変位応答値に対して多様な設計解が存在することを明らかにした。

第6章では、設計用スペクトルに適合する模擬地震波での地震応答において、層間変形分布を均一型、Barrel型の指定形状としたせん断型10層バネ-マスモデルの基本剛性値分布を設定し、基本剛性比例型で可変剛性値分布を設定した。模擬地震波群による平均応答値からは、基本剛性状態での層間変形分布の指定形状が、可変剛性構造モデルでもほぼ保持され、各層の層間変形の低減効果が一つの低減評価式で表された。この低減評価式を用いた可変剛性構造モデルの層間変形に関する地震時応答制約設計の手順を示した。

可変剛性システムの制御アルゴリズムとして、制震構造の基本概念の一つである「地震動の卓越周期から回避する非定常・非共振」による応答低減を実現するために、予測型適応制御を導入し、可変剛性値と予測すべき地震動の範囲が振動低減にどのように影響するかを明らかにした[a-4]。但し、この制御での地震動の予測情報の精度を確保することは難しく、本論文ではこの内容を関連研究と位置づけ付録-Aとした。

地震動の非定常特性を分析する手法として、非定常パワースペクトルと非定常周波数帯域濾過振幅スペクトルを開発したが、それらの算定法と分析精度を説明した内容を付録-B, 付録-Cとした。また、本論文中では1自由度無減衰系を想定し、解析解を簡略化したが、基本構造物の減衰特性を考慮した解析解列を算定した結果を付録-Dとした。

### 1.3 引用文献

- [1.1] Proceedings of World Conference of Earthquake Engineering, Berkeley, California, June 1956
- [1.2] 棚橋諒：超高層建築の現実性について、カラム、1963年4月
- [1.3] 小堀鐸二、金多潔：地震による構造物の非線型振動序説、AIJ論文集、第51号、pp.50-60、1955年5月
- [1.4] 小堀鐸二、南井良一郎：地震による構造物の非線型振動について（その1、構造物力学特性の必然的非線型化過程）、AIJ論文集、第52号、pp.61-69、1955年9月
- [1.5] 小堀鐸二、南井良一郎：地震による構造物の非線型振動について（その2、構造物力学特性の人為的非線型化過程）、AIJ論文集、第52号、pp.41-48、1956年3月
- [1.6] 小堀鐸二、南井良一郎：制震系の解析（制震構造に関する研究）、AIJ論文集、第66号、pp.257-260、1960年10月
- [1.7] J.T.P.Yao: Concept of Structural Control, ASCE, Vol.98, No.ST7 July 1972
- [1.8] C.M.Harris, C.E.Crede: Shock and Vibration Handbook Vol.2 Data Analysis, Testing, and Method of Control, McGRAW-HILL BOOK COMPANY, INC. 1961
- [1.9] H.H.E.Leipholz(ed.): STRUCTURAL CONTROL, North-Holland Publishing Company, Amsterdam, The Netherland, 1980
- [1.10] H.H.E.Leipholz(ed.): STRUCTURAL CONTROL, Martinus Nijhoff Publishers, The Netherlands, 1987
- [1.11] M.J.Crosby, D.C.Karnopp: The Active Damper - A New Concept for Shock and Vibration Control, 43rd.Shock and Vibration Bulletin, Part-H, June 1973
- [1.12] 武馬修一、他：アクティブコントロールサスペンションの解析と開発、日本機械学会、振動と運動の制御シンポジウム、pp.180-185、1990年7月
- [1.13] 西芝電気株式会社、自動追従式電動消振機・取扱説明書、NE-3523、1981年2月
- [1.14] D.C.Karnopp, M.J.Crosby, and R.A.Harwood: Vibration Control Using Semiactive Force Generators, ASME, Journal of Engineering for Industry, Vol.98, pp.914-918, 1974
- [1.15] 小堀鐸二 他：ダイナミックインテリジェントビルの試みー可変剛性機構を有するD.I.B.、AIJ学術講演梗概集、No.2420, pp.839-840、1986年8月
- [1.16] 小堀鐸二、金山弘雄、鎌形修一：制震構造に関する研究：DIBシステムの提唱：第7回日本地震工学シンポジウム、pp.1723-1728、1986年12月
- [1.17] Kobori, T.: State-of-the-Art Report Active Seismic Response Control, 9WCEE, Vol.8-pp.435-446, Aug. 1988
- [1.18] T.Kobori, H.Kanayama, S.Kamagata: A Proposal of New Anti-Seismic Structures with Active Seismic Response Control -Dynamic Intelligent Building-, 9th WCEE, Kyoto, Aug.8, 1988
- [1.19] 中村豊：国鉄における地震警報システム、鉄道技術 42-10
- [1.20] H.Kameda, H.Hayashi, N.Nojima: System Interaction in Seismic Performance of Lifelines and Information Management of Their Post-Earthquake Operation Proceedings of US-Italy-Japan Workshop/Symposium, pp.126-139, July 1992
- [1.21] Y.Yoshikawa: Earthquake Monitoring and Damage Estimation Systems Based on The Online Information for City Gas Pipeline Operation, Proceedings of US-Italy-Japan Workshop/Symposium, pp.252-263, July 1992
- [1.22] 日本建築学会・関東支部・構造部会：シンポジウム制振構造の現状ー高層建物の制振ー、建築会館ホール、1989年12月19日
- [1.23] 日本機械学会：振動と運動の制御シンポジウム講演論文集[No.900-42]1990年7月[8.42]日本学術会議・地震工学研究連絡委員会・制震委員会：アクティブ制震（振）シンポジウム論文集、1992年3月
- [1.24] Proceedings of the 1st. Motion and Vibration Control, Japan, Sep. 1992

- [1.25]J.N.Yang: Application of Optimal Control Theory to Civil Engineering Structures, ASCE, Vol.101, No.EM6, Dec.1975
- [1.26]C.R.Martin, T.T.Soong: Modal Control of Multi-story Structures, ASCE, Vol.102, No.EM4, Aug. 1976
- [1.27]M.Abdel-Rohman, H.H.E.Leipholtz: Active Control of Flexible Structure,ASCE, Vol.104, No.ST8, Aug.1978
- [1.28]S.F.Masri, G.A.Bekey, and F.E.Udwadia: Online Pulse Control of Tall Buildings, STRUCTURAL CONTROL, H.H.E.Leipholtz(ed.), North-Holand Publishing Company, 1980
- [1.29]J.T.P.Yao, T.T.Soong: Importance of Experimental Studies in Structural Control, ASCE, Atlanta, Georgia, May 14-18, 1984
- [1.30]A.M.Reinhorn, T.T.Soong, and J.N.Yang: Active Control of Structures During Earthquakes, EAEE, Lisbon, The 8th ECEE, 1986
- [1.31]J.N..Yang, A.Akbarpour, P.Ghaemmaghami: New Optimal Control Algorithms for Structural Control, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, No.119(9), pp.1369-1386, September 1987
- [1.32] T.Kobori, et al: Study on Active Mass Driver (AMD) System (Part-1,2) Active Seismic Response Controlled Structure, Tall Buildings: 2000 Beyond, Fourth World Conference, Hong Kong, Nov.1990
- [1.33] T.Kobori, et al: Shaking Table Experiment and Practical Application of Active Variable Stiffness System, Proceedings of 2nd. Conference of Tall Buildings in Seismic Regions, 55th Regional Conference, Los Angeles, CA, May 1991
- [1.34]小堀紀英 他：AMDシステムの地震・強風時の制御効果、アクティブ制震（振）シンポジウム論文集、pp.209-214、1992年3月
- [1.35]R.Bellman: Dynamic Programming, Princeton University Press, Princeton, N.J. 1957
- [1.36]小堀鐸二、鎌形修一：制震力型制震システムの基本特性評価（制震構造の研究）、AIJ構造系論文報告集、第436号、pp.53-62、1992年6月
- [1.37]小堀鐸二、鎌形修一：予測型適応制御による可変剛性型制震システム（制震構造の研究）、AIJ構造系論文報告集、第416号、pp.125-133、1990年10月
- [1.38]小堀鐸二、鎌形修一：自律型適応制御による可変剛性型制震システム（制震構造の研究）、AIJ構造系論文報告集、第420号、pp.121-131、1991年2月
- [1.39]小堀鐸二、鎌形修一：多層構造物への可変剛性型制震システムの配置法－基礎連結法（制震構造の研究）、AIJ構造系論文報告集、第438号、pp.65-74、1992年8月
- [1.40]小堀鐸二、鎌形修一：多層構造物への可変剛性型制震システムの配置法－層間連結法（制震構造の研究）、AIJ構造系論文報告集、第444号、pp.33-41、1993年2月
- [1.41]小堀鐸二、鎌形修一：可変剛性型制震システムの性能評価、アクティブ制震（振）シンポジウム論文集、pp.279-286、1992年3月
- [1.42] Tsuneyoshi NAKAMURA & Takashi YAMANE : Optimum Design and Earthquake-response Constrained Design of Elastic Shear Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.14, 797-815, 1986
- [1.43]竹脇出：弾性地盤により支持された建築構造物の最適設計および地震時応答制約設計、京都大学学位論文 1990年9月
- [1.44] 中村恒善：応用力学シリーズ2／建築構造物の設計力学と制御動力学／第1章 逆固有振動問題と設計力学、日本建築学会、1994年11月

## 発表論文／梗概一覧

### 論文

- [a-1] 中村恒善、鎌形修一、小坂郁夫：非定常履歴単軸構成法則とその部材解析への適用（その1 応力-歪経路のパターン分類と構成法則）、日本建築学会論文報告集、第300号、pp.11-18、1981年2月
- [a-2] 中村恒善、鎌形修一、小坂郁夫：非定常履歴単軸構成法則とその部材解析への適用（その2 部材挙動の予測とその検証）、日本建築学会論文報告集、第301号、pp.9-15、1981年3月
- [a-3] Takuji KOBORI,Hiroo KANAYAMA, and S.KAMAGATA: Active Seismic Response Control Systems for Nuclear Power Plant Equipment Facilities, Nuclear Engineering and Design, 111, pp.351-356, North-Holland Physics Publishing,1989
- [a-4] 小堀鐸二、鎌形修一：予測型適応制御による可変剛性型制震システム（制震構造の研究）、日本建築学会構造系論文報告集、第416号、pp.125-133、1990年10月
- [a-5] 小堀鐸二、鎌形修一：自律型適応制御による可変剛性型制震システム(制震構造の研究)、日本建築学会論文報告集、第420号、pp.121-131、1991年2月
- [a-6] 小堀鐸二、鎌形修一：制震力型制震システムの基本特性の評価、日本建築学会論文報告集、第436号、pp.53-62, 1992年6月
- [a-7] 小堀鐸二、鎌形修一：多層構造物への可変剛性型制震システムの配置法-基礎連結法-(制震構造の研究)、日本建築学会論文報告集、第438号、pp.65-74、1992年8月
- [a-8] Takuji KOBORI and S.KAMAGATA: Dynamic Intelligent Buildings Analytical Simulator, Microcomputers in Civil Engineering 7 , pp.265-281, Elsevier Science Publishers, 1992
- [a-9] 小堀鐸二、鎌形修一：多層構造物への可変剛性型制震システムの配置法-層間連結法-(制震構造の研究)、日本建築学会論文報告集、第444号、pp.33-41、1993年2月

### 特許

- [b-1] T.Kobori,H.Kanayama,M.Sakamoto,S.Yamada, and S.Kamagata: Method of Controlling Building against Earthquake, United State Patent, #4,799,339, Jan.24,1989
- [b-2] T.Kobori,H.Kanayama,S.Kamagata: Rigidity Control System for Variable Rigidity Structure, United State Patent, #4,964,246,Oct.1990
- [b-3] 小堀鐸二、金山弘雄、坂本光雄、山田俊一、鎌形修一：建物の制震方法、特許公報、特公平5-61427、1993年9月6日
- [b-4] 小堀鐸二、高橋元一、鎌形修一：建物架構の可変長型可変剛性ワイヤーブレース、特許公報、特公平5-72489、1993年10月12日
- [b-5] 小堀鐸二、金山弘雄、鎌形修一：制震構造架構の剛性制御装置、特許公報、特公平6-76738、1994年9月28日

### 総説

- [c-1] T.Kobori, S.Kamagata : Dynamic Intelligent Buildings - Active Seismic Response Control -, INTELLIGENT STRUCTURES-2 (Monitoring and Control) , pp.279-292, Elsevier Applied Science, 1992
- [c-2] 鎌形修一：可変剛性型制震システムの性能評価、応用力学シリーズ2「建築構造物の設計力学と制御動力学」、pp.241-280、日本建築学会、1994年11月15日



## 研究発表

- [d-1] 遠山幸三、宮下丘、田中直樹、鎌形修一：鉄骨骨組の複合非線形SLICE解析、第3回電算利用技術シンポジウム、pp.133-137、1981年3月
- [d-2] 鎌形修一：復元力特性に及ぼす速度の影響に関する調査-金属材料・鉄骨部材-、オンライン応答実験の現状と将来展望（オンライン応答実験研究委員会昭和61年度成果報告集）、pp.108-117、1987年6月
- [d-3] 小堀鐸二、金山弘雄、鎌形修一：制震構造に関する研究－DIBの提唱－、第7回日本地震工学シンポジウム、pp.1723-1728、1986年
- [d-4] T.Kobori, H.Kanayama, and S.Kamagata : New Philosophy of Aseismic Design - Approach on Dynamic Intelligent Building Systems-, ASCE, Engineering Mechanics, 6th Conference abstracts, Buffalo, New York May 1987
- [d-5] T.Kobori, H.Kanayama, and S.Kamagata : Active Seismic Response Control System for Nuclear Power Plant Equipment Facilities, The 9th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Lausanne, Switzerland, Aug. 1987
- [d-6] T.Kobori, H.Kanayama, and S.Kamagata : A Proposal of New Anti-Seismic Structures with Active Seismic Response Control - Dynamic Intelligent Building -, The 9th World Conference on Earthquake Engineering, pp.387-394, Kyoto Japan, August 8 1988
- [d-7] K.Sato, S.Kamagata : The Aseismic Behavior of Steel Column-base, The 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol-4, pp.193-198, Tokyo Japan, August 7 1988
- [d-8] T.Kobori, H.Kanayama, and S.Kamagata : On Active Seismic Response Controlled Structures - Dynamic Intelligent Building System-, Proceedings of the International Workshop on Nondestructive Evaluation for Performance of Civil Structures, Los Angeles, California, Feb.1988
- [d-9] 小堀鐸二、鎌形修一：制震構造の現状と動向、応用科学学会誌、Vol.3 No.2 pp.15-20、1989年
- [d-10] 小堀鐸二、鎌形修一：制震構造の可能性、第26回東京工業大学総合研究館講演会「制振・免震技術の現状と展望」、pp.9-17、1989年3月17日
- [d-11] 小堀鐸二、鎌形修一：制震構造の基本的制震特性、第8回日本地震工学シンポジウム、pp.1875-1880、1990年
- [d-12] 鎌形修一：構造物におけるアクティブコントロールの実施例と今後の展望、振動制御コロキウム、Part-A 構造物の振動制御、pp.85-89、土木学会構造工学委員会 振動制御小委員会、1991年7月
- [d-13] T.Kobori, S.Kamagata : Dynamic Intelligent Buildings - Research on Active Seismic Response Controlled Structures -, The 4th International Conference on Computing in Civil and Building Engineering, pp.387-394, Tokyo Japan, July 29-31 1991
- [d-14] T.Kobori, S.Kamagata : Active Variable Stiffness System, Proceedings of the U.S. - Italy - Japan Workshop/Symposium on Structural Control and Intelligent Systems, Edited by G.W. Housner, S.F.Masri, F.Casciati, and H.Kameda, pp.140-150, July 1992
- [d-15] 小堀鐸二、鎌形修一：制震力型制震システムの性能評価、アクティブ制震（振）シンポジウム論文集、pp.41-48、1992年3月
- [d-16] 小堀鐸二、鎌形修一：可変剛性型制震システムの性能評価、アクティブ制震（振）シンポジウム論文集、pp.279-286、1992年3月
- [d-17] S.Kamagata, T.Kobori: Autonomous Adaptive Control of Active Variable Stiffness System for Seismic Ground Motion. Proceedings of First World Conference on Structural Control, Vol-2, TA4-33, Los Angeles, CA, 3-5 August 1994
- [d-18] 鎌形修一、小堀鐸二：自律型適応制御による可変剛性型制震システム（自由振動と強制振動の解析解）、第9回日本地震工学シンポジウム、pp.1981-1986、1994年

## 日本建築学会大会講演梗概

- [e-1] 横尾義貫、中村恒善、鎌形修一、小坂郁夫：変動軸力-曲げモーメント-曲率-軸歪関係の解析、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、pp.1027-1028、1976年
- [e-2] 横尾義貫、中村恒善、鎌形修一、小坂郁夫：Analysis of a Beam-column Obeying Hysteretic Uniaxial Stress-strain Relations、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、pp.1387-1388、1977年
- [e-3] 遠山幸三、宮下丘、田中直樹、鎌形修一：鉄骨骨組の非線形SLICE解析（その1 解析法）、日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）、pp.1397-1398、1980年
- [e-4] 鎌形修一、他：筋かい付鉄骨骨組構造の耐震性に関する研究（その4 タービン建家の弾塑性地震応答解析）、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、pp.1961-1962、1981年
- [e-5] 鎌形修一：筋かい付鉄骨構造の耐震性に関する研究（その1 精算解析法）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、pp.1969-1970、1982年
- [e-6] 宮下丘、鎌形修一：筋かい付骨組の地震応答解析（筋かい履歴モデルの検討）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、pp.1425-1426、1983年
- [e-7] 鎌形修一：筋かい付骨組の地震応答解析（筋かい履歴モデルの提案）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp.1453-1454、1984年
- [e-8] 鎌形修一、前田達哉：筋かい構造物の耐震性に関する研究（筋かい履歴モデルの提案）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、pp.899-900、1985年
- [e-9] 鎌形修一、前田詳三、西村功：柱脚固定度を考慮した骨組み構造の地震時挙動の研究－露出型柱脚の復元力モデルの提案、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、pp.871-872、1986年
- [e-10] 小堀鐸二、金山弘雄、坂本光雄、山田俊一、鎌形修一：ダイナミック・インテリジェントビルの試みー可変剛性機構を有するD.I.B.ー、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、pp.839-840、1986年
- [e-11] 小堀鐸二、金山弘雄、坂本光雄、山田俊一、鎌形修一：Dynamic Intelligent Buildings as Active Seismic Response Controlled Structure Vol.1 Theoretical Control Concept, Vol.2 Analytical Verification of Theoretical Control Concept, Vol.3 Experimental Verification of Theoretical Control Concept, Vol.4 Analytical Study on Japanese High-rise Building with Active Mass Driver against Mexico Earthquake、日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）、pp.891-898、1987年
- [e-12] 小堀鐸二、久保田俊彦、鎌形修一：D I B設計体系の構築（その1 DIB設計法概要）、日本建築学会大会講演梗概集（関東）、pp.511-512、1988年
- [e-13] 小堀鐸二、久保田俊彦、鎌形修一：D I B設計体系の構築（その2 DIB応答スペクトルー予測型適応制御・可変剛性システム）、日本建築学会大会講演梗概集（関東）、pp.513-514、1988年
- [e-14] 小堀鐸二、鎌形修一、宮川信幸：D I B設計体系の構築（その3 DIB応答スペクトルーFeedback型制御・可変剛性システム）、日本建築学会大会講演梗概集（九州）、pp.515-516、1989年
- [e-15] 小堀鐸二、久保田俊彦、鎌形修一：D I B設計体系の構築（その4 制震力型・可変剛性システム）、日本建築学会大会講演梗概集（九州）、pp.535-536、1989年
- [e-16] 小堀鐸二、久保田俊彦、鎌形修一：D I B設計体系の構築（その5 制震力型制震構造の地震荷重）、日本建築学会大会講演梗概集（九州）、pp.537-538、1990年
- [e-17] 小堀鐸二、久保田俊彦、鎌形修一：D I B設計体系の構築（その6 可変剛性型制震システムの比較）、日本建築学会大会講演梗概集（中国）、pp.837-838、1990年
- [e-18] 小堀鐸二、久保田俊彦、鎌形修一：D I B設計体系の構築（その7 制震力型型制震システムの比較）、日本建築学会大会講演梗概集（中国）、pp.839-840、1990年



[e-19] 小堀鐸二、久保田俊彦、鎌形修一：D I B設計体系の構築（その8 AC配置法-自律型適応制御による可変剛性型制震システム）、日本建築学会大会講演梗概集（東北）、pp.1105-1106、1991年

[e-20] 小堀鐸二、久保田俊彦、鎌形修一：D I B設計体系の構築（その9 AC配置法II-層間連結法一）、日本建築学会大会講演梗概集（北陸）、pp.919-920、1992年

[e-21] 小堀鐸二、久保田俊彦、鎌形修一：D I B設計体系の構築（その10 地震動の非定常特性の評価）、日本建築学会大会講演梗概集（関東）、Vol.B、pp.719-720、1993年

[e-22] 小堀鐸二、久保田俊彦、鎌形修一：D I B設計体系の構築（その11 自律型適応制御による可変剛性装置の性能評価）、日本建築学会大会講演梗概集（東海）、pp.1099-1100、1994年

その他

[f-1] 鎌形修一：USA-Italy-Japan Workshop on Structural Control and Intelligent Systems、地震工学振興会ニュース、No.127、1992年11月

[f-2] 鎌形修一：10WCEE/ Special Theme Session "Control of Seismic Response of Structures"、地震工学振興会ニュース、No.129、1993年3月

第2章 可変剛性構造モデルの基本特性

本章では、自律型適応制御による可変剛性システムの基本概念を検証した実験結果をもとに、可変剛性システムの力学的モデル化を検討した。その力学的モデルを用い可変剛性構造モデルの性能特性に関する各種の数値解析結果を示す。

第2章での記号表

- $m, m_i, M$ ：構造物の質量、多層構造物のi層の質量、質量行列
- $c, c_i, C$ ：構造物の減衰定数、多層構造物のi層の減衰定数、減衰行列
- $k, k_i, K$ ：構造物の剛性値、多層構造物のi層の剛性値、剛性行列
- $\ddot{x}(t), \ddot{x}_i(t)$ ：構造物の加速度応答値、多層構造物のi層の加速度応答値
- $\dot{x}(t), \dot{x}_i(t)$ ：構造物の速度応答値、多層構造物のi層の速度応答値
- $x(t), x_i(t)$ ：構造物の変位応答値、多層構造物のi層の変位応答値
- $\ddot{y}(t)$ ：地震動の地動加速度
- $F_S(t)$ ：構造物に作用する地震力
- $F_R(t)$ ：構造物における内力
- $t, \Delta t$ ：時間変数、区分時間
- $A, A(t)$ ：構造物の振動特性関数
- $G_1, G_2, G_3$ ：内力に関する係数
- $k_C, K_C$ ：可変剛性値、可変剛性行列
- $\gamma$ ：可変剛性倍率
- $f_{AVS}(t)$ ：可変剛性装置の負担力
- $f_B(t)$ ：剛性切換え過程での可変剛性装置の力要素モデル
- $T_C$ ：可変剛性装置が剛性切換えに要する時間
- $\ddot{x}_H(t), \dot{x}_H(t), x_H(t)$ ：硬化剛性での加速度、速度、変位応答値
- $\ddot{x}_F(t), \dot{x}_F(t), x_F(t)$ ：基本剛性での加速度、速度、変位応答値
- $T_H$ ：硬化剛性周期
- $T_F$ ：基本剛性周期
- $T_R$ ：擬似固有周期
- $\varepsilon_{PV}$ ：数値積分での収束許容値
- $\varepsilon$ ：収束誤差値
- $E_C$ ：可変剛性装置による吸収エネルギー値
- $u_1(t)$ ：初期変位による一般解
- $u_2(t)$ ：初期速度による一般解
- $u_3(t)$ ：強制外乱による特解
- $u_{1F}(t), u_{2F}(t)$ ：基本剛性状態での一般解
- $u_{1H}(t), u_{2H}(t)$ ：硬化剛性状態での一般解

## 2.1 序

構造物の地震応答は、選択共振と呼ばれるように、構造物の固有周期と一致した地震動の周期成分により励起されると考えられる。この特性により、制震システムの一つである制震力システムで構造物の応答を効果的に低減するには、構造物の固有周期に一致した地震動の周期成分の共振応答を抑制すれば良いことから、必要とされる制震力は小さくてすむことを明らかにした。それにしても、外部から供給できるエネルギー量の限界を考えると、地震動に対する制震力システムを構築するのには、多くの工夫が必要になることも明らかである[2.1]。

これに対し、制震構造の基本概念の一つである、非線形復元力特性を利用した可変剛性装置では、制御に要する外部エネルギーの必要量を低減できる。可変剛性装置は地震動による構造物の応答に応じて構造物の剛性を調整する装置であり、この装置を導入した構造物は時々刻々の応答状態に応じ剛性が変化する時変系となる。まず、1 自由度可変剛性構造モデルの振動低減メカニズムを数値積分過程を表す方程式をもとに検討した。

$$m \ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + \{k + k_C(t)\} x(t) = -m \ddot{y}(t) \quad (2.1)$$

ここで、時刻  $(t)$  から微小時間  $(\Delta t)$  内で地動加速度は線形に変化すると仮定し、加速度応答量の時間的变化を次のように表わす。

$$\ddot{x}(t) = \frac{1}{A(t)} [F_S(t + \Delta t) + F_R(t)] \quad (2.2)$$

$$A(t) = m + 0.5c\Delta t + 0.25\{k + k_C(t)\}\Delta t^2 \quad (2.3)$$

$k_C(t) \neq 0$  : 硬化剛性

$k_C(t) = 0$  : 基本剛性

$$F_S(t + \Delta t) = -m \ddot{y}(t + \Delta t) \quad (2.4)$$

$$F_R(t) = -G_1(t)\ddot{x}(t) - G_2(t)\dot{x}(t) - G_3(t)x(t) \quad (2.5)$$

$$G_1(t) = 0.5c\Delta t + 0.25\{k + k_C(t)\}\Delta t^2 \quad (2.6)$$

$$G_2(t) = c + \{k + k_C(t)\}\Delta t \quad (2.7)$$

$$G_3(t) = \{k + k_C(t)\} \quad (2.8)$$

(2.2)式から、『構造物の  $(t + \Delta t)$  時刻の加速度応答は、時刻  $(t)$  までの地震力による内力  $(F_R)$  と  $(t + \Delta t)$  時刻の地震力  $(F_S)$  による動的外力が、時刻  $(t)$  での剛性状態に対応した増幅特性  $(1/A(t))$  のフィルターを介して出力されたもの』と考えられる。このように応答過程を見做すことで、可変剛性装置による応答抑制法として、構造物の増幅特性を調整する方法と、復元力を低減する方法[2.3]を考案した。

構造物の増幅特性を調整する方法としては、制震構造の基本概念で示された「非定常・非共振」を目指し予測型適応制御を検討した[2.4]（付録-A）。但し、この制御法では地震動情報を制御情報として利用するため、その予測精度が問題となる。そこで、構造物の振動情報によるフィードバック制御である自律型適応制御を考案した[2.5,6,7]。この制御規範は人間の平衡機能をもとに直感的に考案されたもので、「変形が増加する状態で緊張し、変形が減少する状態では弛緩する」と考え、緊張、弛緩の状態を硬化剛性と基本剛性で対応させた。可変剛性装置としては、筋違いや壁といった基本要素に、付加的剛性を基本構造に付与するか否かを on-off 制御する機能を付与したものを想定する。

## 2.2 可変剛性構造物の模型実験

小堀鐸二らは予測型適応制御と自律型適応制御による可変剛性システムの基本的特性を模型実験で検証している[2.8]。その実験結果を引用し、自律型適応制御による可変剛性システムの力学的モデル化の妥当性を示す。

### 2.2.1 試験体の構成

可変長型可変剛性装置は、ワイヤーブレースのように、引張り力を負担し、圧縮力を負担しない筋違いに、想定される最大軸方向変形より筋違いを長くする可変機能を付与し、筋違いを長くした状態では、引張り力も負担しないようにした装置である。小堀鐸二らの実験[2.8]では、ワイヤーブレースの代わりに、図2.1に示すようなケーシング内にコイルバネを収め、鋼棒端部の押さえ板との接触、非接触の関係で軸方向剛性の付与を on-off 制御する工夫が試みられた。

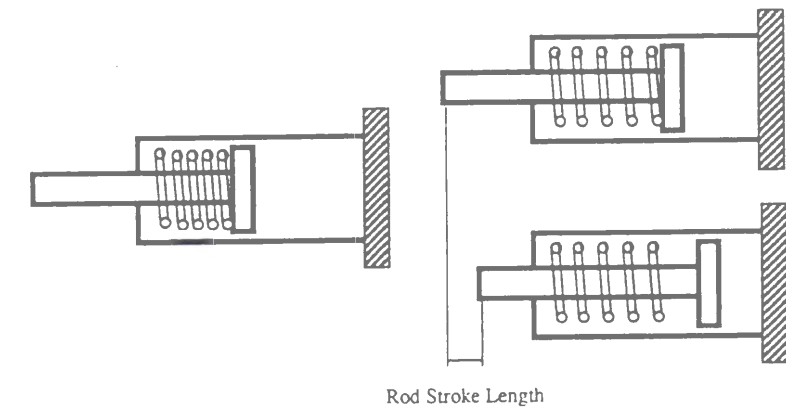


図2.1 剛性切換えの仕組み

また、構造物の固有周期に比べ短い時間で剛性切換えと、大きな軸力を負担する必要性能を実現する駆動機構として、油圧シリンダ、電気油圧サーボ弁、及び油圧ユニット（アキュムレータ）の組み合わせが採用された。

#### (a) 油圧シリンダ

油圧シリンダのロッドが押出された状態と引戻された状態で2種類の筋違い長さを設定する。短時間で剛性切換えを行うために、ロッドを押出す時だけでなく、引戻す時にも油圧を用いる復動式油圧シリンダが採用された（図2.2）。ロッドの駆動長さは20mmで、油圧  $210 \text{ kg/cm}^2$  で580kgを負担する。ロッド移動に要する油量は10ccである。

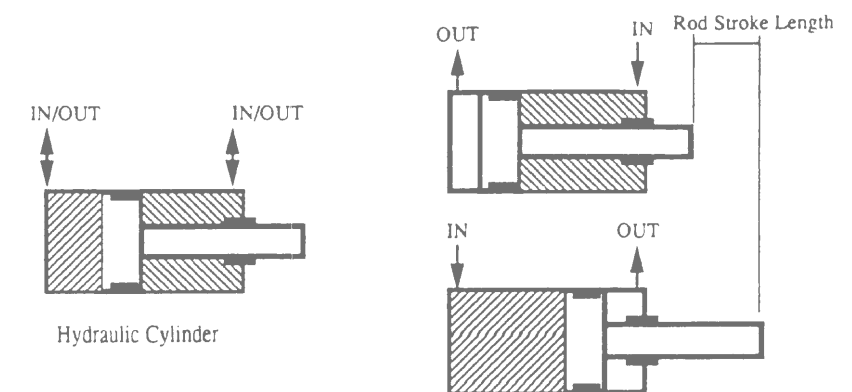


図2.2 復動式油圧シリンダ

(b) 電気油圧サーボ弁

電気油圧サーボ弁で油圧シリンダの各油室と油圧ユニットとの接続を制御する。試験体の硬化剛性での固有周期が0.25秒であることから、1/10程度の遷移過程時間として、切換え時間の性能値を20～30msと設定した。油圧シリンダのロッドが最大長さに到達する以前に、筋違いのケーシング内部のバネから切離されるので、切換え時間は性能値以下となる。

(c) 油圧ユニット

油圧装置で発生させた圧力をアキュムレータに蓄え、この油圧をサーボ弁を介し、油圧シリンダのロッドの押出し、引張り用のいずれかの油室に接続することでロッド長さを制御する。4リットルのアキュムレータでは210kg/cm<sup>2</sup>から180kg/cm<sup>2</sup>への圧力差が生じる間に200ccの油流量を補償し、これにより20回の駆動が確保される。また、最大許容流量は毎分350リットルで、油圧シリンダのロッド駆動に要する10cc/20msに相当する毎分30リットルを十分上回っており、所定の時間での剛性切換えを可能にする。

油圧ユニットに蓄えた力を電気油圧サーボ弁で制御し油圧シリンダのロッドを駆動させ、筋違い長さを変えることで、構造物への筋違いの剛性付与をon-off制御する。この可変剛性装置を1層1スパン構造物に組んでいる。

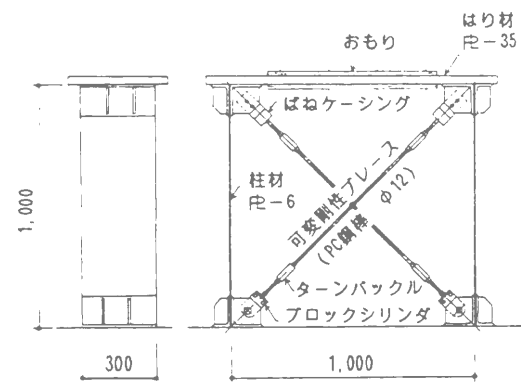


図2.3 試験体概要図[2.8]

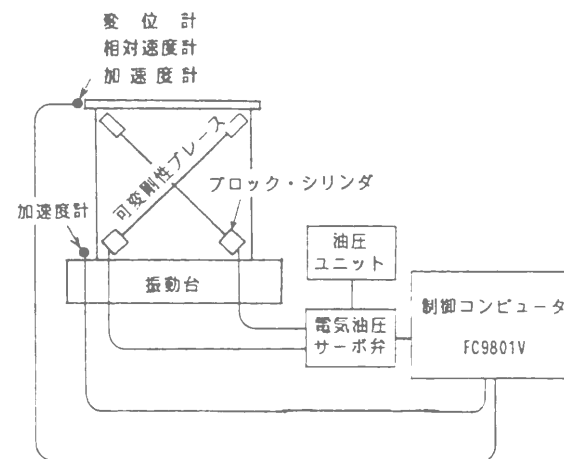


図2.4 制御システムのブロック図[2.8]

2.2.2 自律型適応制御での剛性切換え過程

1 自由度可変剛性構造モデルの自律型適応制御での剛性切換え過程は、図2.5のように、硬化剛性と基本剛性の2種類の剛性切換え系で表わされる。

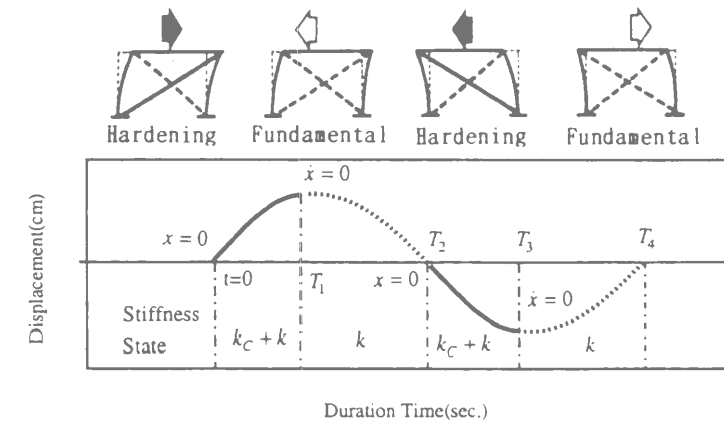


図2.5 自律型適応制御による剛性設定

自律型適応制御による剛性切換え条件は次のように記述される。

自律型適応制御での剛性切換え条件

$$\text{硬化剛性への切換え条件: } x_F(t) = 0 \quad (2.9)$$

$$\text{基本剛性への切換え条件: } \dot{x}_H(t) = 0 \quad (2.10)$$

自律型適応制御を実現するために計測システムは次の情報処理を行う。

(a) 構造物の振動状態（加速度応答値）を計測する。

(b) 加速度応答情報を処理し、構造物の相対速度、相対変位応答値を求める。

構造物の応答状態に応じ、次の制御アルゴリズムで剛性切換えを指令する。

(a) 硬化剛性状態では、速度応答値の符号の変化を判定する。符号の変化がないと硬化剛性を保持し、符号の変化があると基本剛性に切換えの指令を電気油圧サーボ弁に送る。

(b) 変位応答値の符号が変化するまで、基本剛性状態が保持され、その状態で再び変形が増幅し、速度応答値が零になっても、剛性切換えは指令されない。

(c) 変位応答値が零値を過った瞬間から、他方の筋違いによる硬化剛性状態となる。それと同時に、圧縮側になった筋違いのロッドを零位置に戻す指令を送る。

制御指令に従い、可変剛性装置は次のように駆動する。

(a) 零変位から変形が増加する過程では引張り側筋違いが軸方向変形に比例した軸力を負担する。圧縮側筋違いは軸力を負担せず、剛性を付与しない。

(b) 硬化剛性から基本剛性への切換え指令により電気油圧サーボ弁は、ロッド引込み側油室のバルブを解放し、押出し側油室とアキュムレータを繋ぐ。この瞬間が剛性切換え過程の始端時刻となる。

(c) ロッドが押出され筋違いが長くなるに従い、コイルの圧縮量が小さくなり筋違いの負担力は小さくなる。これが剛性切換え過程であり、ロッド駆動速度が早いほど剛性切換え時間は短くなる。

(d) 筋違いの負担力が零になった瞬間が剛性切換え過程の終端時刻であり、基本剛性の始端時刻となる。圧縮側になった筋違いのロッドを零位置に引戻し、次の半サイクル後の硬化剛性状態を準備する。

実際の可変剛性装置では、硬化剛性過程と基本剛性過程に加えて、剛性切換え（遷移）過程を考慮する必要がある。自律型適応制御の剛性切換え過程における筋違い負担力の時間的変化を時刻歴で模式的に示す（図2.6）。

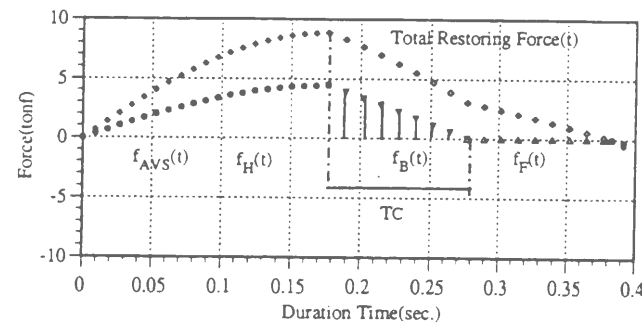


図2.6 可変剛性装置の負担力時刻歴

硬化剛性過程、遷移過程、基本剛性過程の可変剛性装置の状態を示す。

(a) 硬化剛性過程

筋違いの引張り状態での最初に設定された時の長さ  $l_0$  からの伸び量だけ、ケーシング内部のコイルバネが圧縮され、軸力  $[F_H(t)]$  を負担する。鋼棒の軸方向剛性はコイルバネの剛性よりかなり大きく設定されており、筋違いの軸方向剛性は近似的にコイルバネの圧縮剛性  $[k]$  となる。油圧シリンダのロッドを引込んだ状態では、アキュムレータと油圧シリンダの引込側の油室を連結状態にし、筋違いによる引張り力を油圧で支える。

$$F_H(t) = k \{l(t) - l_0\} \quad (2.11)$$

$l_0$  : 初期長さ

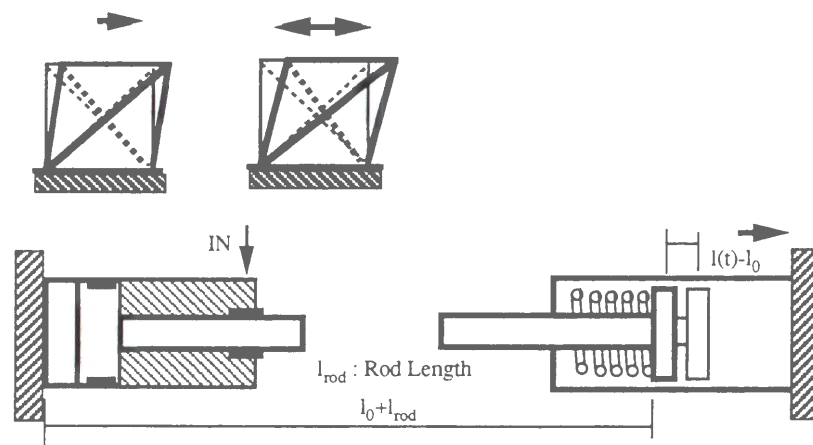


図2.7 硬化剛性過程の可変剛性装置の状態

(b) 遷移過程

遷移過程ではそれまで引張り力を支えていた油室のバルブを解放すると同時に、逆側の油室にアキュムレータに蓄えた油圧で押し出し力を与えることでロッド速度を加速する。その結果、構造物自体の変形で筋違いが零変位に戻るより早く筋違いは構造物から切離される。

この遷移過程の筋違い長さを  $l_0 + a \cdot l_{rod}$  ( $0 < a < 1.0$ ) で表す。  $a \cdot l_{rod} < \{l(t) - l_0\}$  の状態ではコイルバネが圧縮されており、筋違いは軸力を負担するが、  $a \cdot l_{rod} > \{l(t) - l_0\}$  の状態では、筋違いは力を負担しない。筋違いの最大軸方向変形より駆動ロッド長さ ( $l_{rod}$ ) を長く設定しているので、ロッドが完全に押出される以前に筋違いの負担力は零になり、剛性切換えが終了する。

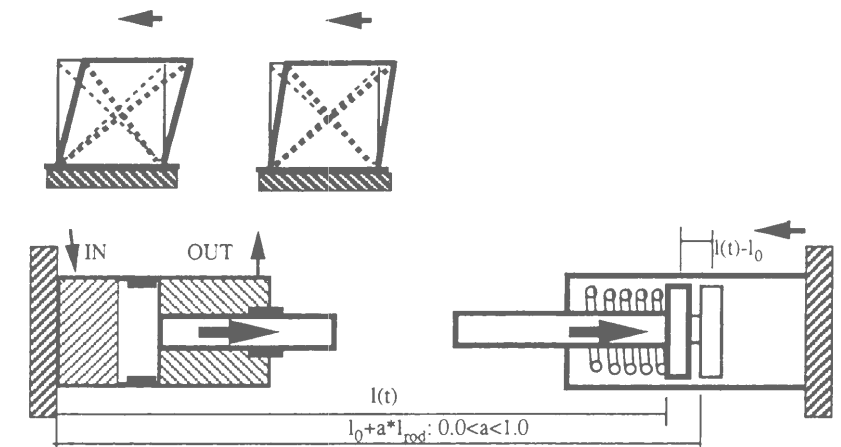


図2.8 遷移過程の可変剛性装置の状態

(c) 基本剛性過程

基本剛性過程では油圧シリンダのロッドを押出した状態となり、筋違いの最大軸方向変形より油圧シリンダのロッド長さ ( $l_{rod}$ ) を長く設定しておけば、ロッド端部の押さえ板はコイルバネから離れた状態となり、油圧シリンダは無負荷状態となる。圧縮側の変形状態の中で、所定の零変位状態に戻り、次の引張り状態を待ち受ける。

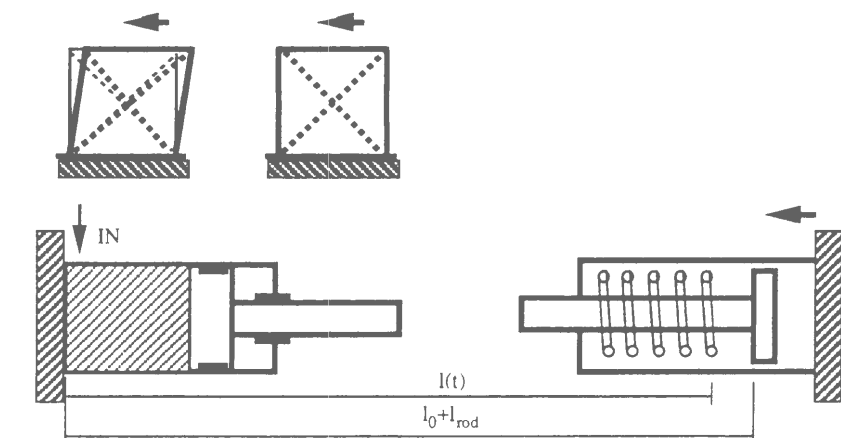


図2.9 基本剛性過程の可変剛性装置の状態

### 2.2.3 実験結果

試験体の固有振動周期は硬化剛性状態で0.25秒、基本剛性状態で0.5秒である。減衰定数は応答振幅に応じて大きくなり、最大振幅付近で5%程度になる。この実験では、5秒間の継続時間内で5.1Hzから1.5Hzに連続的に周波数成分が変化する、変調型正弦波外乱が導入された。

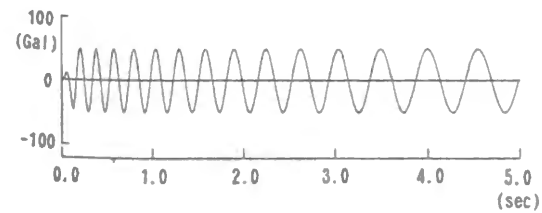
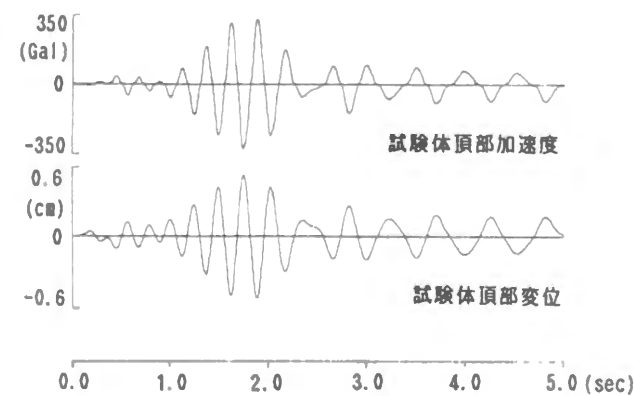
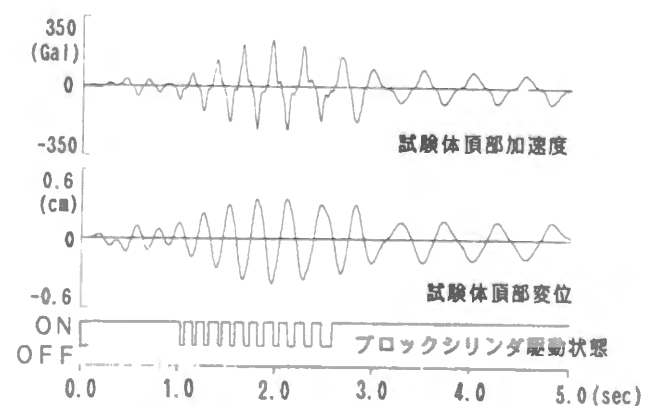


図2.10 変調型正弦波

変調型正弦波を入力波とした時の加速度応答と変位応答の時刻歴を図2.11に示す。符号を逆にした加速度応答と変位応答の関係を相平面に軌道曲線として示す（図2.12）。

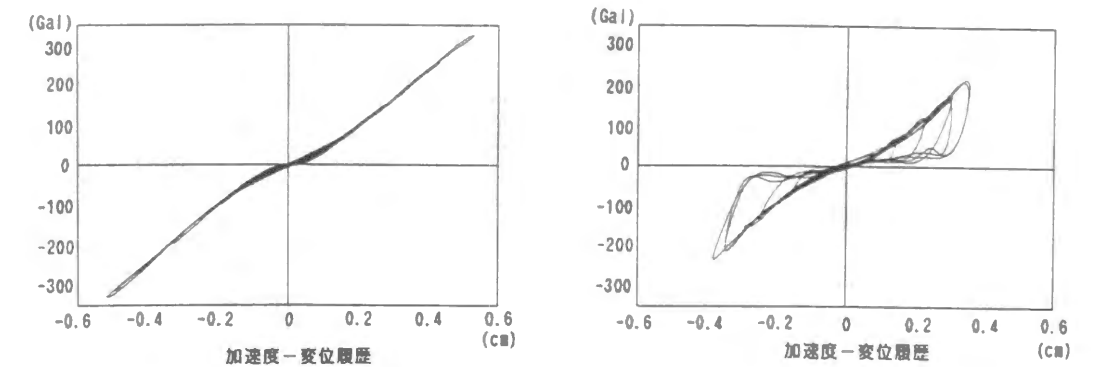


硬化剛性を保持した状態



自律型適応制御状態

図2.11 加速度、変位応答時刻歴[2.8]



硬化剛性を保持した状態

自律型適応制御状態

図2.12 加速度／変位応答の相平面での軌道曲線[2.8]

実験結果からは次のような応答特性が示される。

- (a) 最初の1.0秒の範囲で応答が小さく制御は行われていない。これは硬化剛性状態での復元力特性は逆S字型となることで示されるように、小振幅域では長周期系となり、高周波数外乱による影響が小さくなるためと考えられる。
- (b) 1.0秒から2.5秒付近の制御範囲での加速度応答時刻歴は、硬化剛性から基本剛性への切換えにより応答値が急激に低減する。硬化剛性を保持した状態に比べ、制御状態では最大振幅値を70%程度に低減している。
- (c) 2.5秒以後は構造物の固有周期に比べ外乱周期が長くなるため応答値が小さくなり、制御閾値以下となる。加速度応答値では零値付近を保持する特性が見られる。これはターンバックル等により零変位付近で筋違い剛性が完全に発揮されないためと考えられる。

### 2.3 可変剛性構造物の力学的モデル

#### 2.3.1 剛性切換え過程の支配式

自律型適応制御による1自由度可変剛性構造(SDOF-AVS)モデルの自由振動過程は区分線形系となる。可変剛性装置の負担力を  $f_{AVS}(t)$  で表し、各区分での支配式を次のように記述する。

$$m \ddot{x}(t) + k x(t) + f_{AVS}(t) = 0 \quad (2.12)$$

自律型適応制御による剛性切換え条件は次のように記述される。

自律型適応制御での剛性切換え条件

$$\text{硬化剛性への切換え条件: } x_F(t) = 0 \quad (2.13)$$

$$\text{基本剛性への切換え条件: } \dot{x}_H(t) = 0 \quad (2.14)$$

硬化剛性状態と基本剛性状態の2種類の剛性状態に加え、可変剛性装置が剛性切換えに要する時間を想定した遷移状態が考えられる。

(a) 基本剛性状態

基本構造物の自由振動の運動方程式は次のように表せる。

$$f_{AVS}(t) = f_F(t) = 0 \quad (2.15)$$

$$m \ddot{x}(t) + k x(t) = 0 \quad (2.16)$$

(b) 硬化剛性状態

可変剛性装置が付加的剛性を付与した状態では基本剛性と一体になった硬化剛性状態となる。

$$f_{AVS}(t) = f_H(t) = \gamma k x(t) \quad (2.17)$$

$$m \ddot{x}(t) + (1 + \gamma)k x(t) = 0 \quad (2.18)$$

(c) 遷移状態

可変剛性装置の付加的剛性は基本構造物から切離されており、装置性能に応じた動きをする。ここでは、可変剛性装置は構造物の変位応答には依存せず、時間変数のみに依存し、可変剛性装置の負担力が基本構造物から除去される過程を力要素モデル  $f_B(t)$  で表す。

$$m \ddot{x}(t) + k x(t) + f_B(t) = 0 \quad (2.19)$$

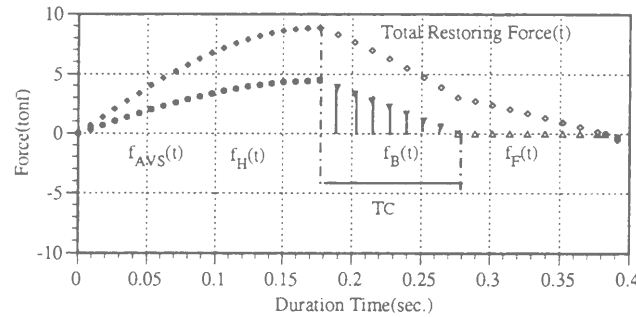


図2.13 可変剛性装置による剛性切換え過程

### 2.3.2 自由振動の解析解列

SDOF-AVSモデルの自由振動過程の解析解列は次のようになる。

(a) 硬化剛性過程  $[0 \leq t < T_1]$

$$x_H(t) = \frac{v_0}{\omega_H} \sin(\omega_H t) \quad (2.20)$$

$$\dot{x}_H(t) = v_0 \cos(\omega_H t) \quad (2.21)$$

(b) 遷移過程  $[T_1 \leq t < T_2]$

実際の可変剛性装置における、硬化剛性から基本剛性への剛性切換え過程を遷移過程とし、その過程では可変剛性装置の負担力  $f_B(t)$  が時間変数に関し線形的に減少すると仮定する。遷移過程の継続時間  $[T_C = T_2 - T_1]$  は可変剛性装置の性能値として設定する。遷移過程の力要素モデルは次のように記述できる。

$$f_B(t) = f_B(T_1) \left( 1 - \frac{t - T_1}{T_C} \right) \quad (2.22)$$

$$f_B(T_1) = (1 + \gamma)k x(T_1) - k x(T_1) = \gamma k x(T_1) \quad (2.23)$$

遷移過程を表す(2.19)の運動方程式を次のような非同次方程式に書き直す。

$$m \ddot{x}_B(t - T_1) + k x_B(t - T_1) = \frac{f_B(T_1) \{(t - T_1) - T_C\}}{T_C} \quad (2.24)$$

未定係数法を用いて(2.24)式の特解を求める。

$$m \ddot{x}_B(t - T_1) + k x_B(t - T_1) = \frac{f_B(T_1)(t - T_1)}{T_C} - f_B(T_1) \quad (2.25)$$

$$\hat{x}_B(t - T_1) = C(t - T_1) + D \quad (2.26)$$

$$C = \frac{f_B(T_1)}{T_C k} = \frac{\gamma x_B(T_1)}{T_C} \quad (2.27)$$

$$D = -\frac{f_B(T_1)}{k} = -\gamma x_B(T_1) \quad (2.28)$$

一般解を加えた完全解は次のようになる。

$$x_B(t) = A \cos\{\omega_F(t - T_1)\} + B \sin\{\omega_F(t - T_1)\} + C(t - T_1) + D \quad (2.29)$$

$$\dot{x}_B(t) = -A\omega_F \sin\{\omega_F(t - T_1)\} + B\omega_F \cos\{\omega_F(t - T_1)\} + C \quad (2.30)$$

遷移過程の始端時刻  $[T_1]$  での初期変位条件を用いて残りの係数を決定する。

$$A = x_H(T_1) - D \quad (2.31)$$

$$B = -\frac{C}{\omega_F} \quad (2.32)$$

$$x_B(t) = x_B(T_1) \left[ (1 + \gamma) \cos\{\omega_F(t - T_1)\} - \frac{\gamma}{T_C \omega_F} \sin\{\omega_F(t - T_1)\} + \frac{\gamma}{T_C} \{(t - T_1) - T_C\} \right] \quad (2.33)$$

$$\dot{x}_B(t) = x_B(T_1) \left[ -(1 + \gamma)\omega_F \sin\{\omega_F(t - T_1)\} - \frac{\gamma}{T_C} \cos\{\omega_F(t - T_1)\} + \frac{\gamma}{T_C} \right] \quad (2.34)$$

(c) 基本剛性過程  $[T_2 \leq t < T_3]$

$$x_F(t) = x_B(T_2) \cos\{\omega_F(t - T_2)\} + \frac{\dot{x}_B(T_2)}{\omega_F} \sin\{\omega_F(t - T_2)\} \quad (2.35)$$

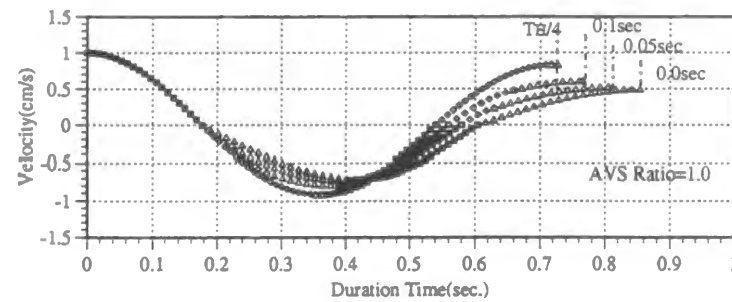
$$\dot{x}_F(t) = -x_B(T_2)\omega_F \sin\{\omega_F(t - T_2)\} + \dot{x}_B(T_2) \cos\{\omega_F(t - T_2)\} \quad (2.36)$$

この解析解列では、最初の硬化剛性での終端時刻の応答値の閉形解は容易に記述できるが、遷移過程の終端時刻は遷移時間で規定されるので、その時刻の応答値の閉形解は簡明には記述できない。そこで、解析解列をもとに各剛性切換え時刻の応答値を順次算定した解析解列から遷移時間の長さが自由振動過程に及ぼす影響を評価する。

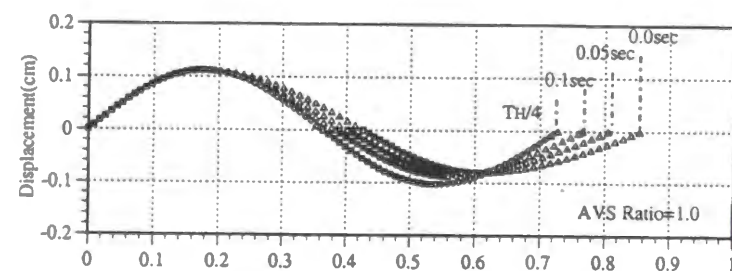


3種類の遷移時間を設定し、SDOF-AVSモデルの自由振動の速度、変位、及び力学的エネルギー準位の時刻歴を解析解列から算定し、それらの結果を図示する。

基本固有周期：1.0秒  
可変剛性倍率：1.0  
遷移時間：0.05秒, 0.1秒,  $T_H/4$



速度応答時刻歴



変位応答時刻歴

図2.14 遷移過程を考慮したSDOF-AVSモデルの自由振動

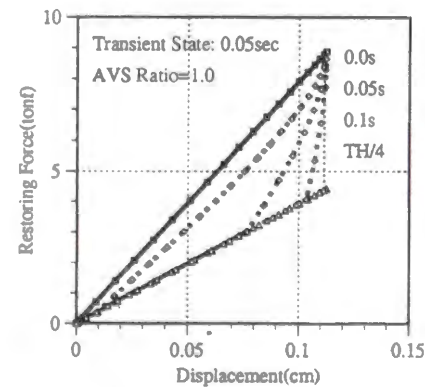


図2.15 復元力履歴

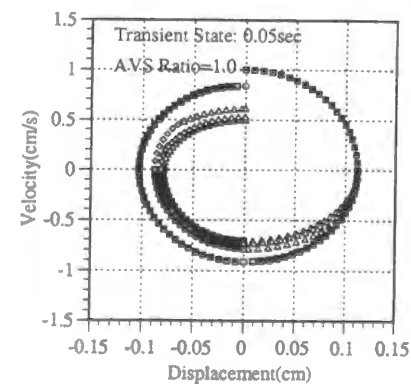


図2.16 相平面での自由振動の応答軌道

3種類の遷移時間を設定し、SDOF-AVSモデルの自由振動過程の解析解列を算定した結果からは、遷移時間の長さとは応答に関する以下の特性を明らかにした。

(特性-1) 遷移時間と擬似固有周期の関係

遷移時間が長くなるほど擬似固有周期が短くなる。遷移時間を硬化剛性での固有周期の1/4とすると、基本剛性状態がほぼなくなり、擬似固有周期は硬化剛性周期にほぼ等しい周期となる。

(特性-2) 遷移時間と応答低減特性の関係-1

遷移時間が長くなるほど、1サイクルでの応答低減量が小さくなる。

(特性-3) 遷移時間と応答低減特性の関係-2

遷移時間を零とすると第1近似の応答値に漸近する。

(特性-4) 遷移時間と応答低減特性の関係-3

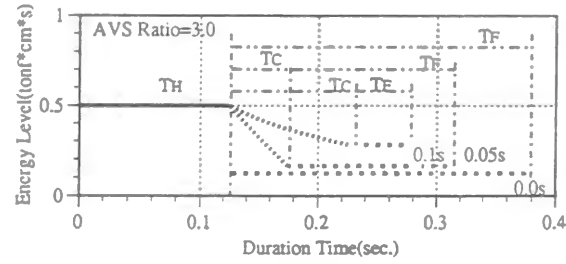
第1近似と第2近似で遷移時間を基本固有周期の1/20とした時の、1サイクル後の速度応答値の違い(0.5286/0.5)は6%以下である。

(特性-5) 遷移時間と応答低減特性の関係-4

遷移時間を硬化剛性の固有周期の1/4とした時の1サイクル後の速度応答値は0.837cm/sで、この低減効果は3%程度の内部減衰に相当する。これは、可変剛性装置の駆動速度と構造物の応答速度の違いの分だけ、可変剛性装置がエネルギー吸収するためである。

力学的エネルギー準位の時刻歴からは、硬化剛性と基本剛性の状態では力学的エネルギー準位は一定値であるが、遷移過程でほぼ線形に低減する。遷移過程の時間が長くなるほど、力学的エネルギー準位の低減量が小さくなる。

これらの剛性切換え過程の特性から、剛性切換え時間を零とした第1近似を瞬間剛性切換え過程と定義し、可変剛性システムの性能特性を評価する力学的モデルとして、以降の解析的、数値的検討に利用する。この瞬間剛性切換えでは、剛性切換え過程の解析解による記述が容易になり、可変剛性システムの性能特性を表す閉形解も導出できる。



力学的エネルギー準位時刻歴

図2.17 遷移過程を考慮したSDOF-AVSモデルの自由振動

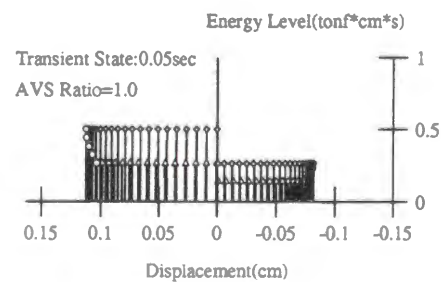
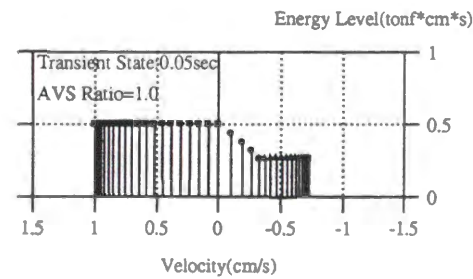
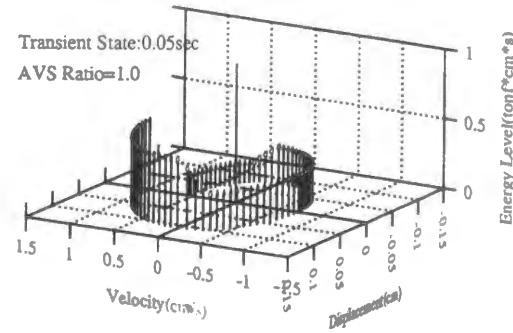


図2.18 遷移過程を第2近似した自由振動の相空間での軌道曲線  
(遷移時間：0.05秒)

### 2.3.3 実験結果との比較

前節の模型実験では変調型正弦波での強制振動の結果が示されているので、ここでは、共振正弦波による剛性切換え過程の解析解を導出する。自律型適応制御での硬化剛性から基本剛性への剛性切換え条件は、速度応答値が零となることから、剛性切換え過程の初期条件は次のように記述できる。

$$x_H(T_1) = d_0 \quad (2.37)$$

$$\dot{x}_H(T_1) = 0 \quad (2.38)$$

$$\ddot{x}_H(T_1) = -d_0 \omega_H^2 \quad (2.39)$$

初期変位条件  $[d_0 \geq 0]$  での共振正弦波は次のようになる。

$$f(t) = -F \sin\{\omega_F(t - T_1)\} \quad (2.40)$$

剛性切換え過程における運動方程式は次のように2種類の外乱が同時に作用する非同次方程式で表せる。

$$m \ddot{x}_B(t - T_1) + k x_B(t - T_1) = -F \sin\{\omega_F(t - T_1)\} + \frac{f_B(T_1)(t - T_1)}{T_C} - f_B(T_1) \quad (2.41)$$

未定係数法を用いて(2.41)式の特解を求める。

$$\hat{x}_B(t - T_1) = C(t - T_1) \cos\{\omega_F(t - T_1)\} + D(t - T_1) + E \quad (2.42)$$

$$C = \frac{F}{2m\omega_F} \quad (2.43)$$

$$D = \frac{\gamma d_0}{T_C} \quad (2.44)$$

$$E = -\gamma d_0 \quad (2.45)$$

一般解を加えた完全解は次のようになる。

$$x_B(t) = \{A + C(t - T_1)\} \cos\{\omega_F(t - T_1)\} + B \sin\{\omega_F(t - T_1)\} + D(t - T_1) + E \quad (2.46)$$

$$\dot{x}_B(t) = -\omega_F \{A + C(t - T_1)\} \sin\{\omega_F(t - T_1)\} + (B\omega_F + C) \cos\{\omega_F(t - T_1)\} + D \quad (2.47)$$

剛性切換え過程の始端時刻  $[T_1]$  の初期変位条件を用いて、残りの係数を決定する。

$$A = x_H(T_1) - E = (1 + \gamma)d_0 \quad (2.48)$$

$$B = -\frac{C + D}{\omega_F} = -\frac{F}{2m\omega_F^2} - \frac{\gamma d_0}{\omega_F T_C} \quad (2.49)$$

$$x_B(t) = \left\{ (1 + \gamma)d_0 + \frac{F(t - T_1)}{2m\omega_F} \right\} \cos\{\omega_F(t - T_1)\} - \left\{ \frac{F}{2k} + \frac{\gamma d_0}{\omega_F T_C} \right\} \sin\{\omega_F(t - T_1)\} + \frac{\gamma d_0}{T_C} (t - T_1) - \gamma d_0 \quad (2.50)$$



$$\dot{x}_B(t) = -\left\{(1+\gamma)\omega_F d_0 + \frac{F}{2m}(t-T_1)\right\}\sin\{\omega_F(t-T_1)\} - \frac{\gamma d_0}{T_C}\cos\{\omega_F(t-T_1)\} + \frac{\gamma d_0}{T_C} \quad (2.51)$$

$$\ddot{x}_B(t) = -\omega_F\left\{(1+\gamma)\omega_F d_0 + \frac{F}{2m}(t-T_1)\right\}\cos\{\omega_F(t-T_1)\} + \left\{\frac{F}{2m} + \frac{\gamma d_0 \omega_F}{T_C}\right\}\sin\{\omega_F(t-T_1)\} \quad (2.52)$$

2.2.1項の実験結果での加速度応答と変位応答の関係と、SDOF-AVSモデルの自由振動過程で遷移過程を考慮した加速度応答値と変位応答値の関係を比較する。硬化剛性での固有周期を0.25秒、基本剛性での固有周期を0.5秒とし、実験装置と同様に、剛性切換えに要する時間を25msとした。硬化剛性から基本剛性へに切換え時刻の変位応答値を0.3cmとして、自由振動過程と共振正弦波による強制振動過程の剛性切り過程を求めた結果を図示する(図2.19)。実験結果の表示と同様に、加速度応答値の符号を逆にしている。解析解による硬化剛性から基本剛性への遷移過程は、実験結果と同様に、下側に凸となる特性が認められ、時間変数に関し1次関数を仮定した力要素モデルの妥当性を確認した。

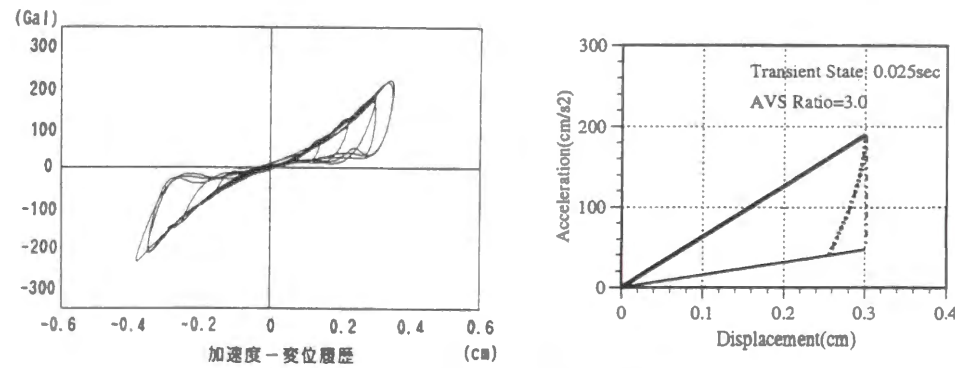


図2.19 遷移過程の履歴特性の比較

## 2.4 数値積分法

地震応答解析では、解析的な安定性の優れた台形則が一般的に用いられる。また、地震記録波が等間隔データとして与えられている点からも、離散化時間内における線形性を仮定した台形則は地震応答解析に適している。

### 2.4.1 収束計算法

構造物の復元力特性が、材料の弾塑性特性などによる非線形特性を有する場合には、時々刻々の剛性状態の動的釣合式をもとに応答過程を算定することになる。一般的なstep-by-step解析では各離散化区間で線形性を仮定するため、離散化時間を構造物の固有振動周期より短い時間にする必要がある。しかし、どのような短い離散化時間を設定しても、飛び越しを回避することはできない。著者は、数値積分における飛び越しを回避する方法として、各離散化時間区間で収束計算法を導入した。

#### 数値積分での収束計算法

時刻  $t$  における硬化剛性状態の運動方程式は次式で表される。

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) + F_C(t) = -m\ddot{y}(t) \quad (2.53)$$

$$F_C(t) = k_C x(t) \quad (2.54)$$

(step-1) 時刻  $(t + \Delta t)$  における加速度応答値は次式で表される。

$$\ddot{x}^i(t + \Delta t) = A(t)^{-1} [F_S(t + \Delta t) + F_R(t) + F_C^i(t + \Delta t)] \quad (2.55)$$

$$A(t) = m + 0.5c\Delta t + 0.25k\Delta t^2 \quad (2.56)$$

$$F_S(t + \Delta t) = -m\ddot{y}(t + \Delta t) \quad (2.57)$$

$$F_R(t) = -G_1(t)\ddot{x}(t) - G_2(t)\dot{x}(t) - G_3(t)x(t) \quad (2.58)$$

$$F_C^i(t + \Delta t) = F_C(t) \quad (2.59)$$

(step-2) 台形則により時刻  $(t + \Delta t)$  の速度応答値、変位応答値を求める。

$$\dot{x}^i(t + \Delta t) = \dot{x}(t) + 0.5\Delta t \{\ddot{x}(t) + \ddot{x}^i(t + \Delta t)\} \quad (2.60)$$

$$x^i(t + \Delta t) = x(t) + \Delta t \dot{x}(t) + 0.25\Delta t^2 \{\ddot{x}(t) + \ddot{x}^i(t + \Delta t)\} \quad (2.61)$$

(step-3) 時刻  $(t + \Delta t)$  の速度応答値、変位応答値から可変剛性装置の剛性切換え条件を判定し、負担力を求める。

$$\dot{x}(t) \times \dot{x}(t + \Delta t) > 0: F_C^{i+1}\{t + \Delta t\} = k_C x(t + \Delta t) \quad (2.62)$$

$$\dot{x}(t) \times \dot{x}(t + \Delta t) < 0: F_C^{i+1}\{t + \Delta t\} = 0 \quad (2.63)$$

(step-4) 時刻  $(t + \Delta t)$  における加速度応答値を求める。

$$\ddot{x}^{i+1}(t + \Delta t) = A(t)^{-1} [F_S(t + \Delta t) + F_R(t) + F_C^{i+1}(t + \Delta t)] \quad (2.64)$$

(step-5) 時刻  $(t + \Delta t)$  における加速度応答値の収束性を判定する。

$$\varepsilon = \frac{|\ddot{x}^{i+1}(t + \Delta t) - \ddot{x}^i(t + \Delta t)|}{|\ddot{x}^{i+1}(t + \Delta t)|} \quad (2.65)$$

$$\varepsilon \leq \varepsilon_{PV} \quad (2.66)$$

$\varepsilon_{PV}$ : 収束許容値

収束判定値が収束許容値以下になるまでstep-2からstep-5を繰り返す。

## 2.4.2 収束計算法の解析精度

前項での収束計算法は、復元力特性が与えられた筋違いなどの構造要素を力要素モデルとすることで、汎用的利用が可能である。但し、その収束計算過程では、状態切換え点を求めていることによる誤差を含んでいる。この誤差を可変剛性装置の剛性切換え過程で説明する。

### (a) 硬化剛性から基本剛性への切換え過程での誤差

時刻( $t$ )を硬化剛性状態とすると、それ以後の $\Delta t$ 時間後の状態は、硬化剛性をそのまま保持したA点、基本剛性への切換え過程(C)を経たB点のいずれかを想定する。結果として、剛性切換え過程は硬化剛性状態からB点に至ると評価される。実際の応答過程では、時刻( $t$ )での硬化剛性状態が保持された後に基本剛性に切換えられD点に至る可能性がある。この解析誤差は履歴吸収エネルギーを過小評価する。

### (b) 基本剛性から硬化剛性への切換え過程での誤差

時刻( $t$ )を基本剛性状態とすると、それ以後の $\Delta t$ 時間後の状態は、基本剛性で再び変形が大きくなるA点、変形は減少するが基本剛性がそのまま保持されるB点、硬化剛性への切換え点(O)を経たC点のいずれかを想定する。結果として、剛性切換え過程は基本剛性状態からC点に至ると評価される。この解析誤差は履歴吸収エネルギーを過大評価する。

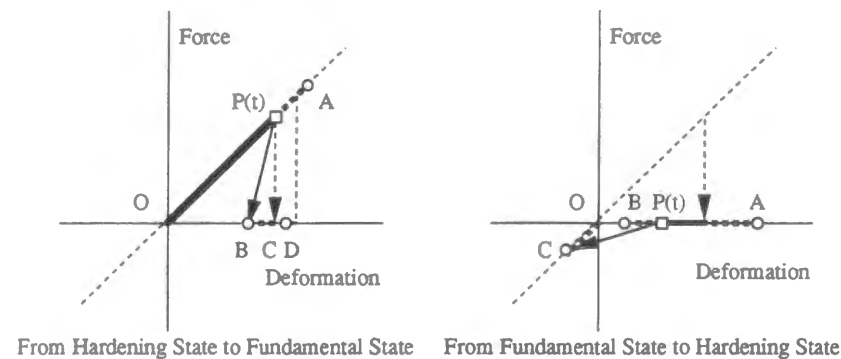


図2.20 収束計算法での誤差

この収束計算法での解析精度は、収束判定値と解析刻み時間に依存する。解析刻み時間と解析精度の関係を検討した結果を示す[2.9]。解析刻み時間は解析対象の構造物の最小固有周期より短く設定する必要がある。即ち、最高次固有振動モードを波形として再現できる必要があり、最高次固有周期の1/10以下にすることが望ましい。解析刻み時間による解析精度の違いを、可変剛性装置の復元力特性の関係で示す(図2.21)。ここでの解析対象は3自由度系であり、1次固有周期が0.25秒、最小固有周期である3次固有周期が0.1秒である。解析刻みを0.02秒とした結果(case-A)では瞬時に剛性切換えられるとした仮定を十分満たしていないが、0.005秒とした結果(case-B)では想定した復元力特性となっていることを確認した。

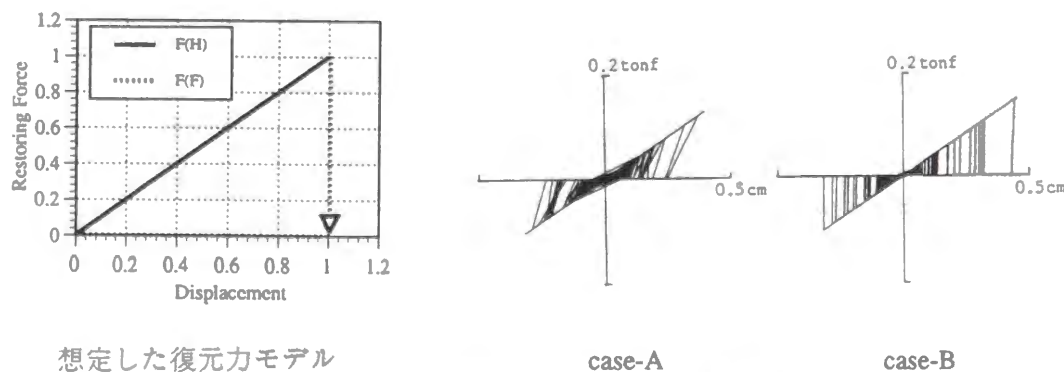


図2.21 解析刻みと解析精度の関係

この収束計算法では、復元力特性の中で規定される折れ曲がり点を厳密に求めないが、離散化時刻の各時刻での応答値が復元力モデルに適合している。このため、復元力特性が滑らかな関数で与えられる場合には精度の良い結果を得られ、剛性行列の組み替えと逆行列を算定しないことで、連続的に変化する復元力特性に対しても演算時間はさほど変化しないという優れた特性を有している。

この収束計算法は、座屈現象を考慮した鉄骨筋違いの復元力特性を組み込んだ骨組みの地震応答解析法として開発したもので、現在までに、筋違い以外に柱脚や各種の構造部材の復元力特性を考慮した骨組みの地震応答解析法として利用している[2.10,11,12]。

収束判定の精度を高めるため、外乱の影響を最も顕著に受ける加速度応答値により収束判定値を算定し、外乱の振幅に依存しないようにするため、各時刻での応答量に対する比率を収束判定値とした。収束判定値は $10^{-5}$ とした[2.4]。

N自由度系に対しては各自由度の応答値の絶対値和の変化率を収束判定値としている。

$$\varepsilon = \frac{\sum_{j=1}^N |\ddot{x}_j^i(t) - \ddot{x}_j^{i-1}(t)|}{\sum_{j=1}^N |\ddot{x}_j^i(t)|} \quad (2.67)$$

N : 解析自由度、 i : 収束回数

## 2.4.3 実験結果との比較

2.2.2項の実験結果での変調型正弦波による強制加振状態を、前述の収束計算法による数値積分で求める。変調型正弦波は次のように設定される。

$$\ddot{y}(t) = \sin \left\{ 2\pi \frac{f_s}{\beta} (e^{\beta t} - 1) \right\} \quad (2.68)$$

$$\frac{d}{dt} \left[ \frac{f_s}{\beta} (e^{\beta t} - 1) \right] \Big|_{T_E} = f_E \quad (2.69)$$

$$f_s e^{\beta t} \Big|_{T_E} = f_E \quad (2.70)$$

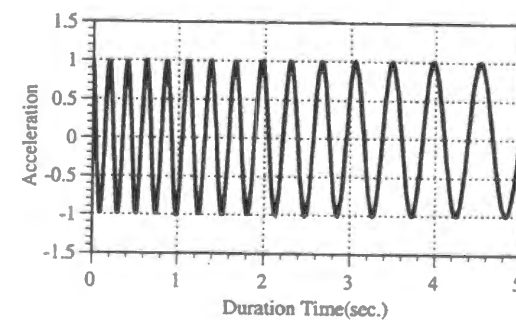


図2.22 変調型正弦波

2.2.3項で示した実験結果では零変位付近の剛性が小さくなっており、解析モデルではこれを表すために基本剛性から硬化剛性の剛性切換え遅れを導入した。即ち、零変位から0.05cm以内

では基本剛性状態とした。基本構造物の減衰定数を5%とし、剛性切換えは時間変数の1次関数で表し、この剛性切換え時間を25ms,10msとした。実験結果での制御状態を含む3.0秒までの加速度、変位応答時刻歴を比較する。

(a) 加速度応答値での、硬化剛性から基本剛性への切換えの瞬間に加速度応答値の低減する特性が解析結果でも表されている。剛性切換え時間が短くなるほど、低減特性が顕著になる。

(b) 硬化剛性状態より基本剛性状態での変位応答の勾配は緩やかで、剛性切換え時間が短いほど、この傾向は顕著になる。

(c) 剛性切換え時間が短いほど最大振幅値は小さくなる。剛性切換え時間を25msとした時には、解析と実験の最大振幅値はほぼ一致し、10msとした時は実験結果に比べ数%程度小さくなる。



実験結果



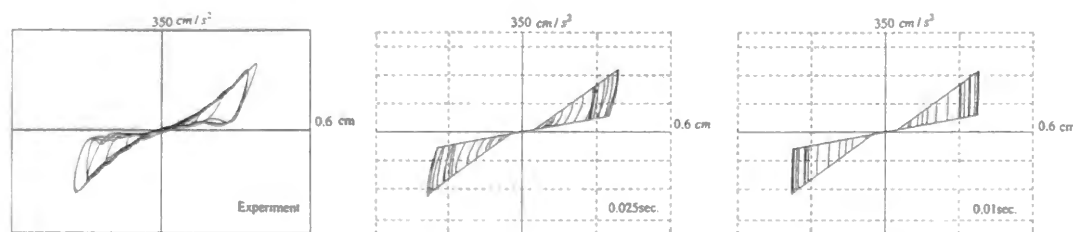
解析結果(25ms)



加速度応答

変位応答

図2.23 加速度、変位応答時刻歴の比較



実験結果

解析結果(25ms)

解析結果(10ms)

図2.24 相平面での応答軌跡の比較

## 2.5 数値解析による1自由度可変剛性構造モデルの基本的特性

自律型適応制御による可変剛性システムを導入した構造物の性能特性を1自由度可変剛性構造モデルの数値解析結果から評価する。可変剛性装置は可変剛性値を構造物に付与するか、否かを選択的に制御するものとする。この可変剛性装置の導入により、1自由度系は、最初に設定された基本剛性状態と、可変剛性装置による剛性が付与された硬化剛性状態の2種類の剛性状態の切換え系となる。

### 2.5.1 自律型適応制御

可変剛性装置による可変剛性値を付与するか、付与しないかのいずれかを設定するのが制御規範であり、自律型適応制御では構造物の応答状態に応じ剛性を設定する(図 2.25)。この自律型適応制御は人間の平衡機能を簡略に模擬したものである。

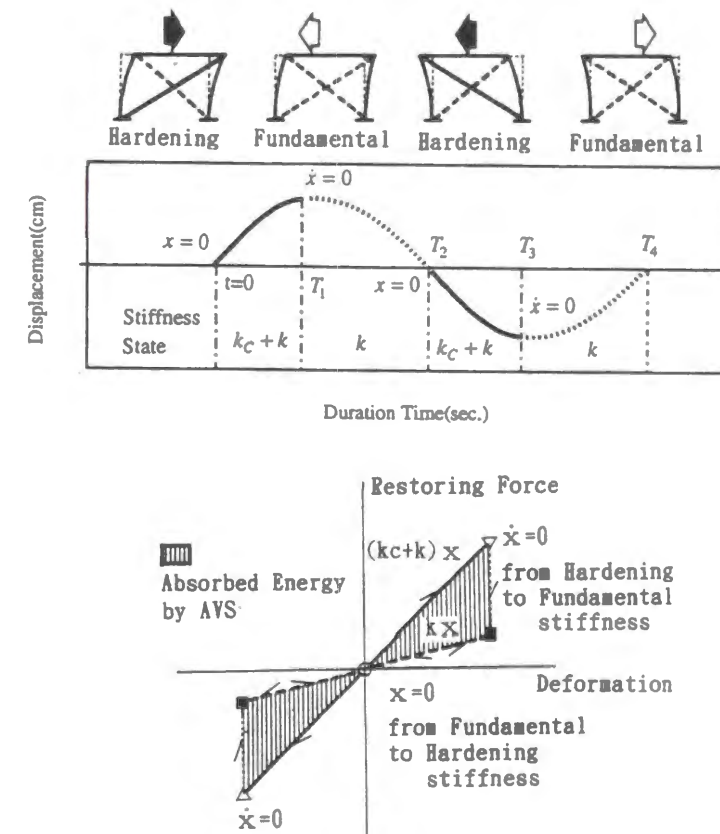


図 2.25 自律型適応制御

自律型適応制御による1自由度可変剛性構造モデルの動的応答過程の支配方程式は、遷移時間を零とすると、2種類の剛性状態に対応した運動方程式となる。

(a) 硬化剛性状態

$$m\ddot{x}_H(t) + c\dot{x}_H(t) + (k + k_c)x_H(t) = -m\ddot{y}(t) \quad (2.71)$$

(b) 基本剛性状態

$$m\ddot{x}_F(t) + c\dot{x}_F(t) + kx_F(t) = -m\ddot{y}(t) \quad (2.72)$$



この自律型適応制御での剛性切換え条件は次のようになる。

自律型適応制御での剛性切換え条件

$$\text{硬化剛性への切換え条件：} \quad x_F(t) = 0 \quad (2.73)$$

$$\text{基本剛性への切換え条件：} \quad \dot{x}_H(t) = 0 \quad (2.74)$$

この剛性切換え条件のもとでは、可変剛性構造モデルは次のような応答特性を有する。

自律型適応制御による可変剛性構造モデルの動的応答特性-1

剛性切換え時刻列は入力レベルに依存しない。

自律型適応制御による可変剛性構造モデルの動的応答特性-2

入力レベルと応答レベルの間には比例関係がある。

以上の特性は、自律型適応制御による可変剛性構造モデルの区間線形系の特徴をもとに、次のように証明される。線形系の強制振動は次のように表せる。

$$x(t) = x(0)u_1(t) + \dot{x}(0)u_2(t) + u_3(t) \quad (2.75)$$

$$\dot{x}(t) = x(0)\dot{u}_1(t) + \dot{x}(0)\dot{u}_2(t) + \dot{u}_3(t) \quad (2.76)$$

$x(0)$ ：初期変位

$\dot{x}(0)$ ：初期速度

$u_1(t)$ ：初期変位に対する一般解

$u_2(t)$ ：初期速度に対する一般解

$$u_3(t) = \int_0^t F \ddot{y}(\tau) u_2(t-\tau) d\tau \quad (2.77)$$

$\ddot{y}(\tau)$ ：地動加速度

$F$ ：入力レベル倍率

自律型適応制御では、静止状態で硬化剛性を設定することから、地震応答の最初の線形区間は硬化剛性となり、そこでの変位応答値は次のように記述できる。

$$x_H(t) = \int_0^t F \ddot{y}(\tau) u_{2H}(t-\tau) d\tau \quad (2.78)$$

この解析解から明らかなように、応答値と入力レベルの間に線形関係がある。応答値の位相は入力レベルに依存しないため、硬化剛性から基本剛性への切換え時刻( $T_1$ )は入力レベルに依存せず、その時刻での変位応答値  $x_H(T_1)$  は入力レベルと比例関係にある。 $(T_1)$ 時刻を始端とした基本剛性状態の解析解は次のように記述できる。

$$x_F(t) = x_H(T_1)u_{1F}(t) + \int_{T_1}^t F \ddot{y}(\tau) u_{2F}(t-\tau) d\tau \quad (2.79)$$

$$\dot{x}_F(t) = x_H(T_1)\dot{u}_{1F}(t) + \int_{T_1}^t F \ddot{y}(\tau) \dot{u}_{2F}(t-\tau) d\tau \quad (2.80)$$

$$x_H(T_1) = F \int_0^{T_1} \ddot{y}(\tau) u_{2H}(T_1-\tau) d\tau \quad (2.81)$$

この解析解の右辺の各項は入力レベルに対して比例関係を有しており、基本剛性から硬化剛性への切換え時刻( $T_2$ )は入力レベルに依存せず、その時刻の速度応答値  $\dot{x}_F(T_2)$  は入力レベルに対して比例関係にある。 $(T_2)$ 時刻を始端とした硬化剛性状態の解析解は次のように記述できる。

$$x_H(t) = \dot{x}_F(T_2)u_{2H}(t) + \int_{T_2}^t F \ddot{y}(\tau) u_{2H}(t-\tau) d\tau \quad (2.82)$$

$$\dot{x}_H(t) = \dot{x}_F(T_2)\dot{u}_{2H}(t) + \int_{T_2}^t F \ddot{y}(\tau) \dot{u}_{2H}(t-\tau) d\tau \quad (2.83)$$

$$\dot{x}_F(T_2) = F \dot{u}_{1F}(t) \int_0^{T_1} \ddot{y}(\tau) u_{2H}(T_1-\tau) d\tau + F \int_{T_1}^{T_2} \ddot{y}(\tau) \dot{u}_{2F}(T_2-\tau) d\tau \quad (2.84)$$

この解析解も入力レベルに対して比例関係にあり、硬化剛性から基本剛性への切換え時刻( $T_3$ )は入力レベルに依存せず、その時刻の変位応答値  $x_H(T_3)$  は入力レベルに対して比例関係にある。これ以後の応答過程は(2.79)(2.80)式と(2.82)(2.83)式の繰返しで記述でき、剛性切換え時刻列が入力レベルに依存せず、応答レベルと入力レベルの間には比例関係が存在する。

この制御規範を導入する可変剛性装置の特性は次のように仮定される。

可変剛性装置の特性-1：

剛性装置は設定された剛性を保持するだけで、加力能力は持たない。

可変剛性装置の特性-2：

剛性装置は構造物の固有振動周期に比べ高速な応答性をもつ。

可変剛性装置の特性-3：

剛性装置は硬化剛性 $[k+k_C]$ から基本剛性 $[k]$ への変更時の変位  $[x(t)]$  に対応した復元力エネルギー  $[E_C]$  を吸収する。

$$E_C = 0.5k_C x(t)^2 \quad (2.85)$$

## 2.5.2 正弦波応答

自律型適応制御による可変剛性システムを導入した1自由度可変剛性構造(SDOF-AVS)モデルの、正弦波による応答過程を数値解析により求め、その結果からSDOF-AVSモデルの応答特性を明らかにする。

### 解析条件

- (a) 基本剛性での固有周期を2.0秒とする。
- (b) 可変剛性倍率を3.0とする。これにより、硬化剛性での固有周期は1.0秒となる。
- (c) 基本構造物は無減衰とする。
- (d) 正弦波の振動周期は硬化周期と基本周期に一致させ、1.0秒と2.0秒の単一周成分と両者を重ね合わせた双周期成分とし、いずれも振幅値は $100\text{ cm/s}^2$ 、継続時間は10秒とした。双周期成分の合成正弦波では、重ね合わせの際に $0^\circ, 45^\circ, 90^\circ$ の3種類の位相差を設定した(図2.26)。

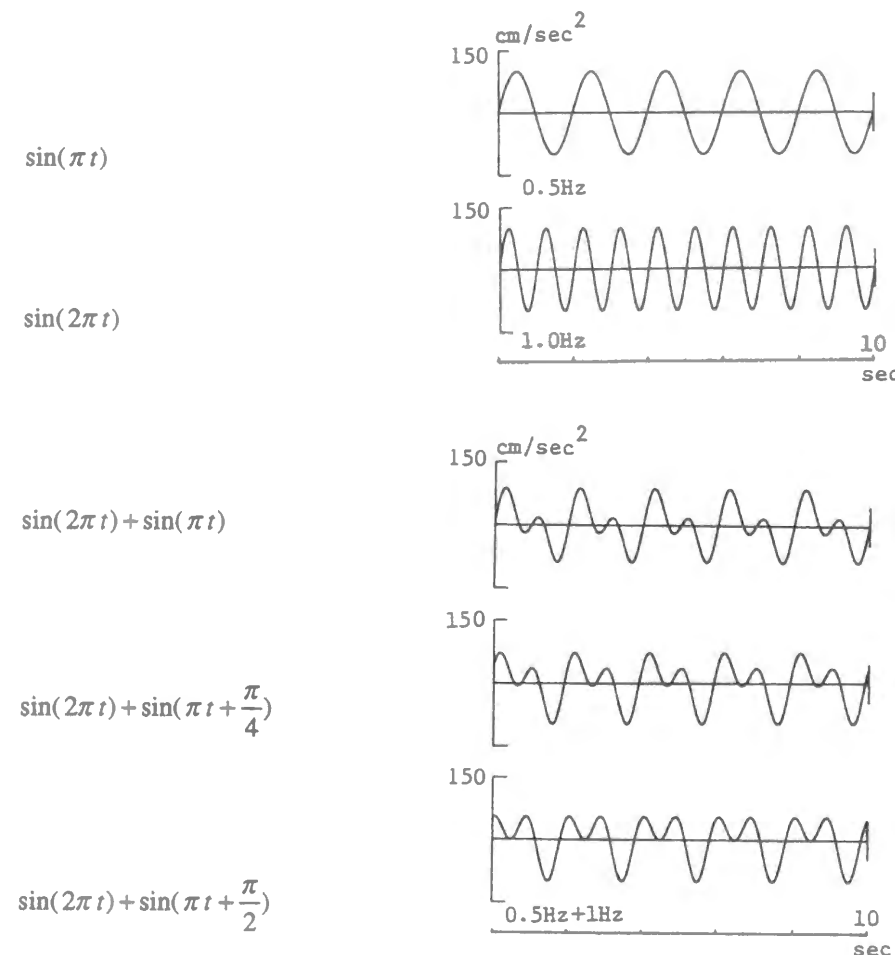


図2.26 正弦波の波形

可変剛性構造モデルの応答特性を顕著に表す加速度応答と変位応答の時刻歴を示す(図2.27)。

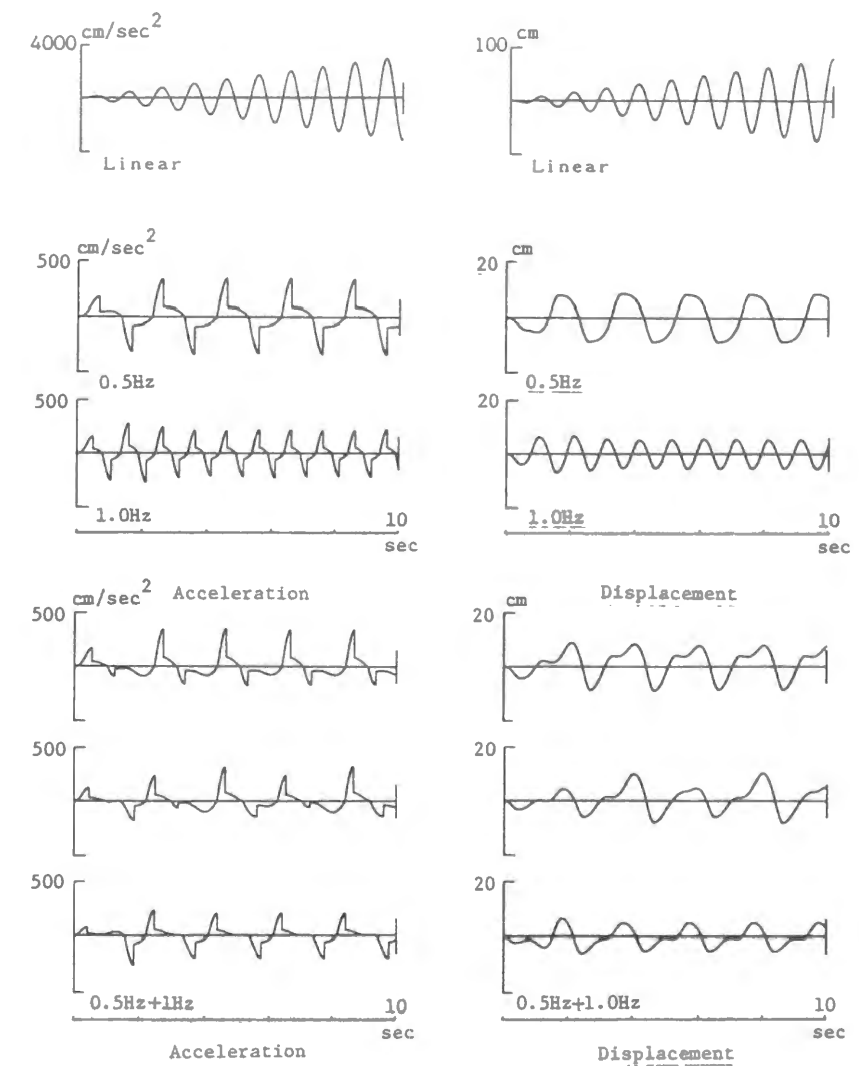


図 2.27 応答時刻歴

- 正弦波による応答時刻歴からは、SDOF-AVSモデルの次のような応答特性が明らかになった。
- (a) 加速度応答時刻歴では、硬化剛性から基本剛性に切換えられた瞬間に、応答値が低減する。
  - (b) 変位応答値は滑らかな時刻歴となる。
  - (c) 単一周成分の正弦波による応答では、基本剛性周期、硬化剛性周期のいずれにおいても、2～3サイクルの短い継続時間で、概ね定常振動状態に到達する。
  - (d) 2種類の周期成分の合成正弦波でも、2～3サイクルで概ね定常振動に到達し、周期2秒の定常振動に周期1秒の振動成分が累加された性状となる。位相差を $0^\circ, 45^\circ$ とした時には基本剛性状態で再び変位振幅が増幅するが、最大変位応答値を極端に増加させない。位相差を $90^\circ$ とした時には、基本剛性状態での変位応答の増幅は見られない。
  - (e) 層間変形と層せん断力の関係を復元力特性として図示する(図2.28)。

この解析モデルでは、可変剛性倍率を大きく設定したこともあるが、定常振動状態が短い継続時間の中で生じ、その応答振幅が線形系に比べ、低減できることを明らかにした。

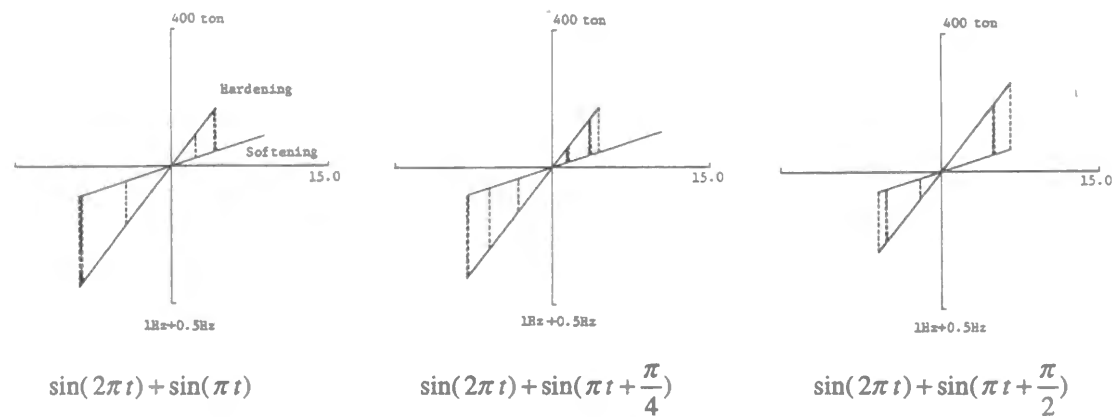
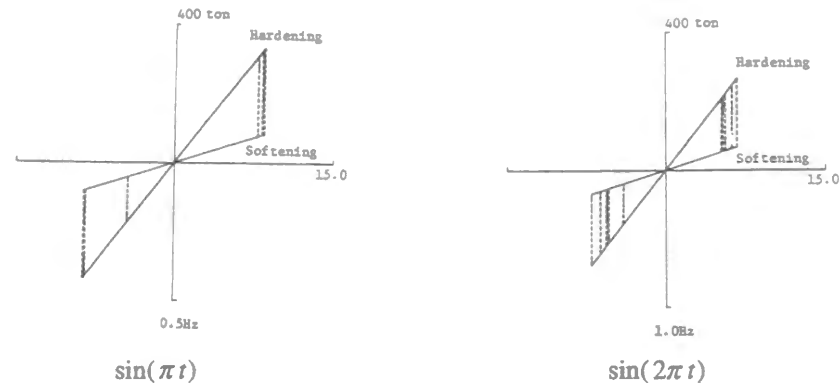


図2.28 復元力特性

次に、可変剛性構造モデルの応答曲線を示す。即ち、基本周期を  $N$  種類、可変剛性倍率を  $M$  種類設定し、 $N \times M$  種類の変剛性構造モデルの地震応答解析を行い、それらの解析結果から、可変剛性倍率をパラメータにした最大応答曲線  $[C_R]$ 、入力エネルギー  $[C_{E(IN)}]$  曲線、可変剛性装置の吸収エネルギー  $[C_{E(AC)}]$  曲線を求める。線形系での固有周期に対し、SDOF-AVS系は、双周期特性、即ち、基本周期と硬化周期の2種類の固有周期をもつ。ここでは応答曲線の横軸を硬化剛性周期  $[T_H]$  で設定する。

$$C_R\{T(i), \gamma(j)\} = \max_{t=0, T_E} |x\{t, T(i), \gamma(j)\}| \quad (2.86)$$

$x\{t, T(i), \gamma(j)\}$  :  $T(i), \gamma(j)$  を設定した構造物の時刻  $t$  の応答

$$C_{E(AC)}\{T(i), \gamma(j)\} = \max_{t=0, T_E} |E_{AC}\{t, T(i), \gamma(j)\}| \quad (2.87)$$

$E_{AC}\{t, T(i), \gamma(j)\}$  :  $T(i), \gamma(j)$  を設定した可変剛性装置の吸収エネルギー量

正弦波は、地震動の短い継続時間を想定し、零秒から2秒の間に線形増幅し、2秒から4秒の間に線形減幅する正弦波とし、周期1.0秒、最大加速度を  $100 \text{ cm/s}^2$ 、離散化時間間隔 0.005秒とする(図2.29)。可変剛性倍率  $(\gamma)$  を0.0, 1/3, 1.0, 3.0とした応答曲線を比較する(図2.30)。

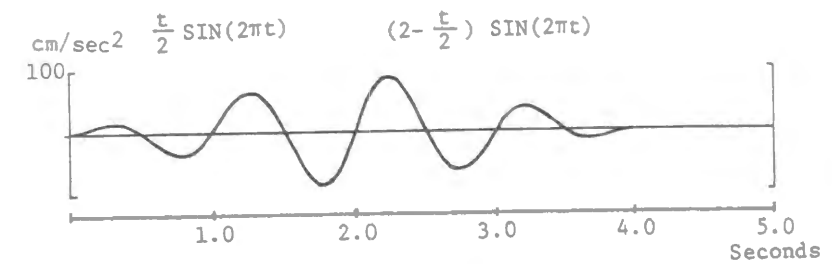


図2.29 地震波の卓越成分を模擬した非定常正弦波

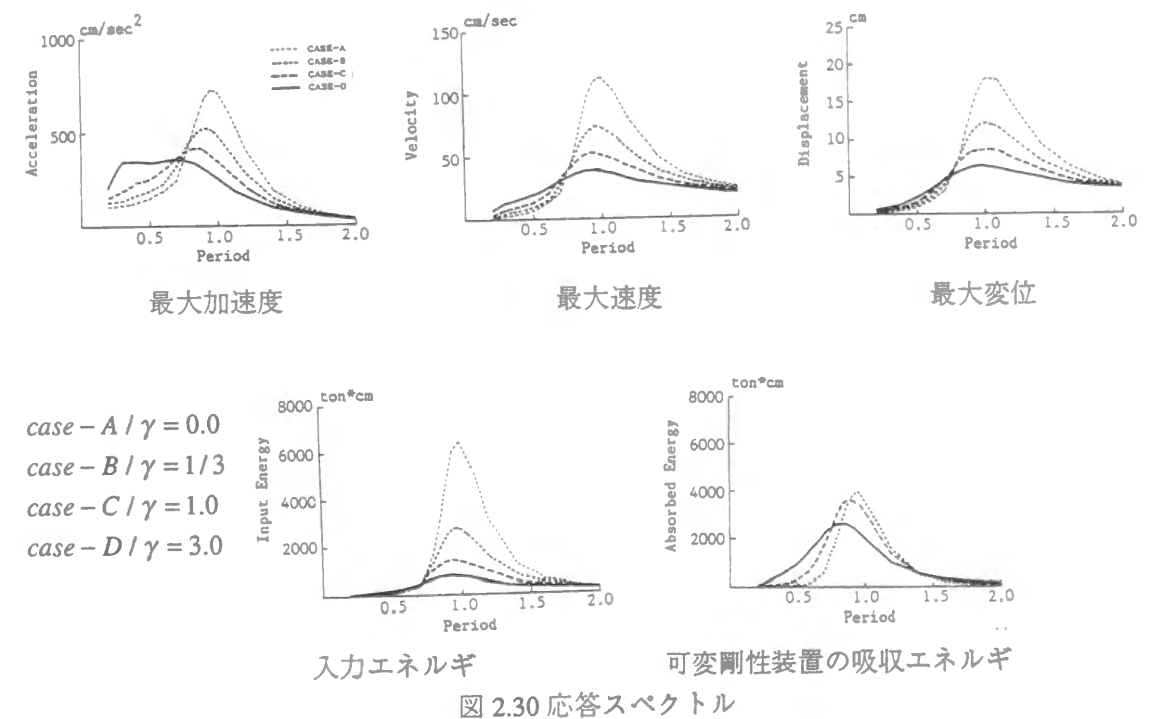


図 2.30 応答スペクトル

- これらのSDOF-AVSモデルの応答スペクトルからは、次のような応答特性が明らかになる。
- (a) 加速度、速度、変位応答のいずれの最大応答曲線も、可変剛性倍率が大きくなるほど、応答曲線でのピーク値が小さくなる。
  - (b) 加速度応答では、最大応答曲線のピーク値が正弦波周期より短い周期で生じ、可変剛性倍率が大きいほど、短周期に移行する。また、可変剛性倍率が大きくなるほど、双峰性の特性が見られ、第1のピークより短い周期で第2のピークが大きくなる。
  - (c) 可変剛性倍率を大きくするに従い、構造物への入力エネルギーが小さくなるばかりか、可変剛性装置の吸収エネルギー量も小さくなる。

### 2.5.3 地震波応答

本項では、自律型適応制御による1自由度可変剛性構造モデルの地震応答を算定し、応答特性を検討する。

#### 解析条件

(a) 基本剛性周期 2.0秒、可変剛性倍率 3.0とする。

(b) 基本構造物は無減衰系とする。

(c) 最大加速度値を  $100\text{ cm/s}^2$  とした、El Centro波、Taft波を入力波とする。

加速度、変位、入力エネルギー、剛性状況、吸収エネルギー時刻歴を示す（図2.31）。

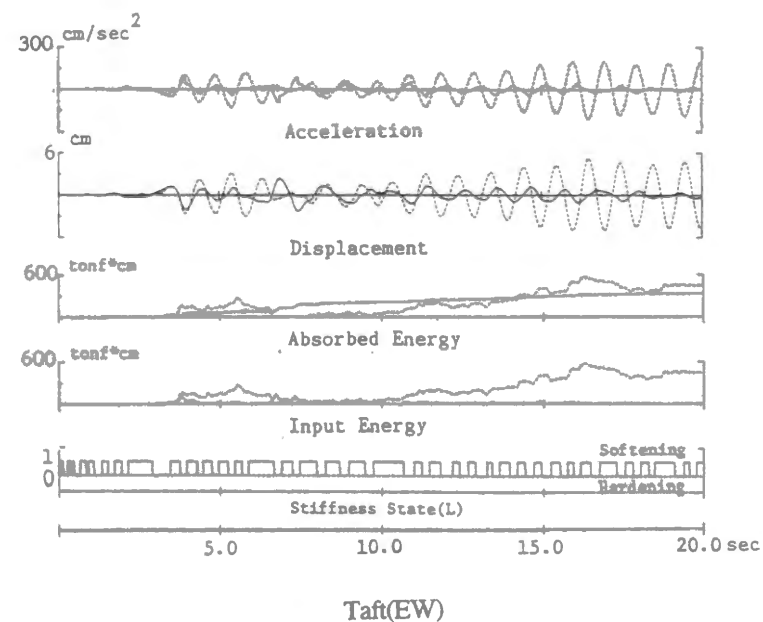
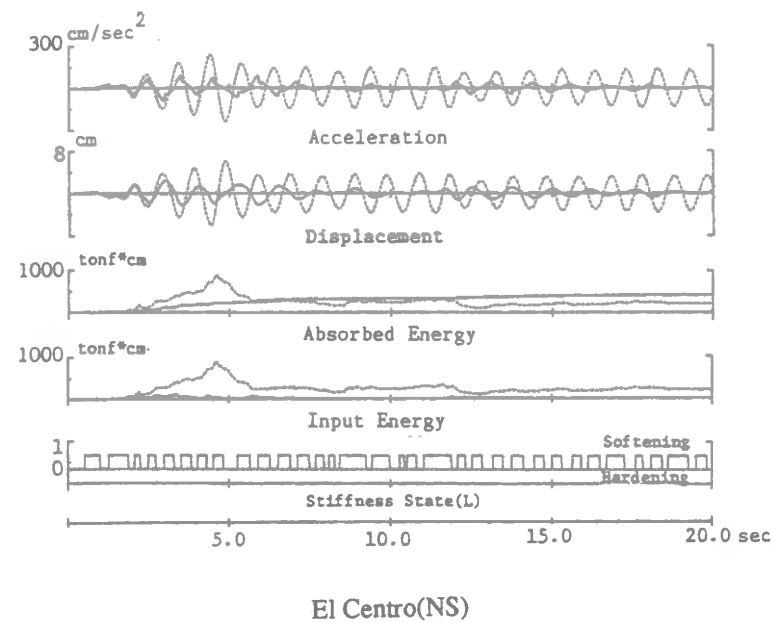


図 2.31 応答時刻歴

#### (a) 無制御状態の応答特性

El Centro波では、5秒までの卓越成分が大きな応答を生じさせるが、それ以後は入力エネルギーが徐々に小さくなる。Taft波では、6.0~10.0秒の卓越周期成分は、それ以前の構造物への入力エネルギーを低減し、10秒以後で応答を漸増させる。ここでは構造物を無減衰系としていることから、応答低減過程では、地震力が構造物の共振力を相殺し、振動抑制効果を発揮していると考えられる。

#### (b) 制御状態の応答特性

El Centro波では、5秒までの卓越成分に対しての応答低減効果が顕著であり、Taft波では、10秒以後の応答が抑制される。これらにより、応答過程全域に渡って、安定した振動抑制効果となっている。

層間変形と層せん断力の関係を復元力特性として図示する。

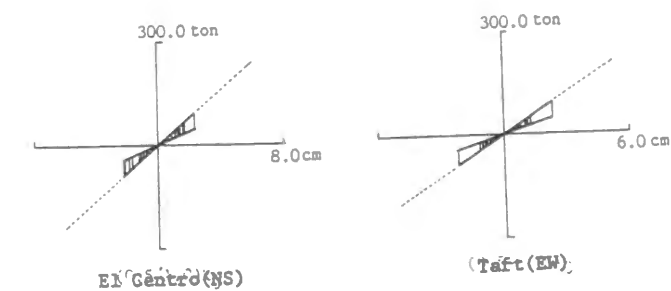


図2.32 復元力特性

次に、無減衰線形系と可変剛性倍率 ( $\gamma$ ) を  $\text{case-A}/\gamma=3.0$ 、 $\text{case-B}/\gamma=1.0$  とした応答曲線を比較する。入力地震波には継続時間を20秒間とした El Centro(NS)、Taft(EW) 記録波を最大加速度  $100\text{ cm/s}^2$ 、離散化時間間隔 0.005秒として用いる（図2.33）。

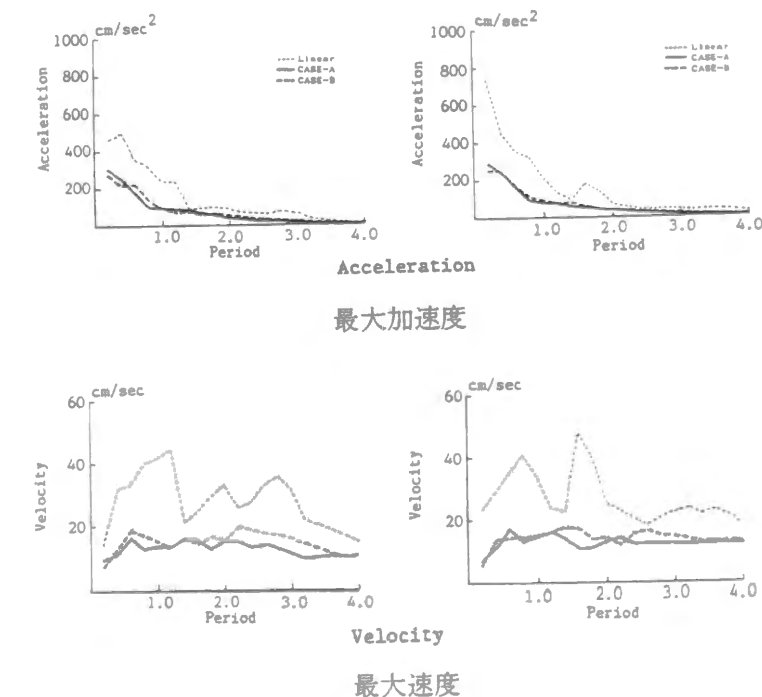
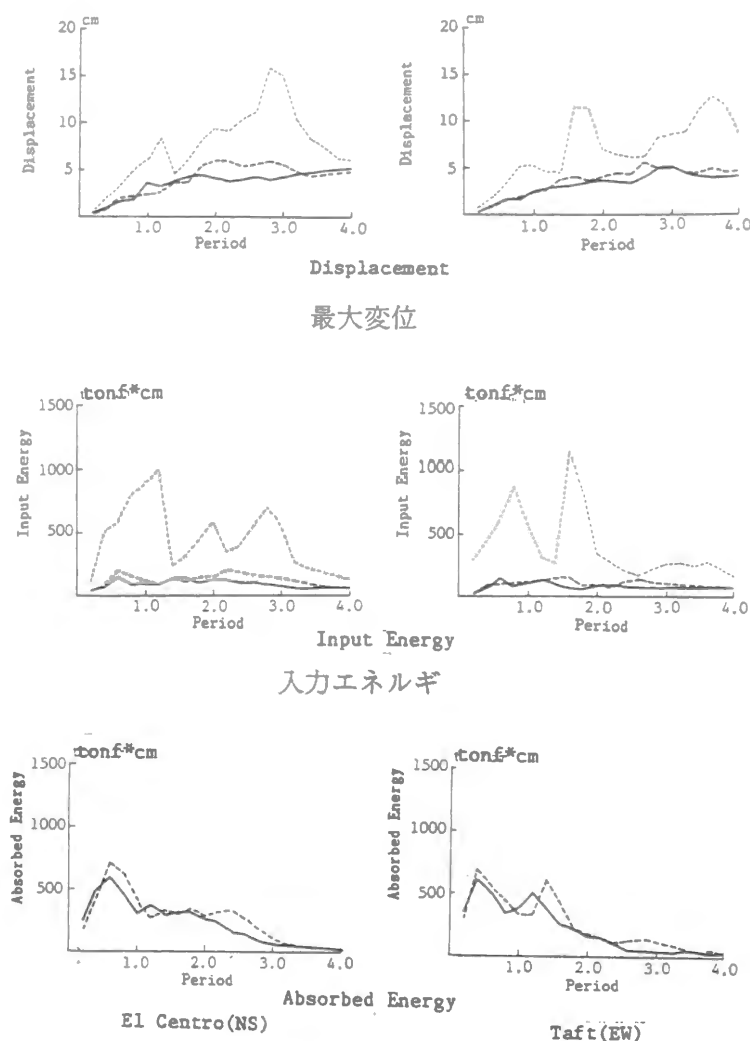


図 2.33(a) 地震応答スペクトル



可変剛性装置の吸収エネルギー  
図 2.33(b) 地震応答スペクトル

可変剛性倍率が大きくなるに従い、応答曲線は地震動の卓越成分の影響が見られない、滑らかな曲線となる。加速度応答曲線は長周期になるほど単調に減少し、速度応答曲線はいずれの周期でもほぼ一定値になり、変位応答曲線は長周期になるほど単調に増加する。速度応答値は入力地震波の速度振幅（10cm/s）の2倍以下になる。このような地震動の卓越成分に対する感度の低い応答特性から、可変剛性装置を導入した構造物は地震動の不確定さに影響されない特性をもつと考えられる。

可変剛性装置の導入により構造物の振動が抑制される要因の一つは、構造物に入力したエネルギーが装置により吸収されるためである。構造物への入力エネルギー曲線と可変剛性装置の吸収エネルギー曲線のピーク値は、可変剛性倍率が3.0に比べ1.0の時のほうが大きくなる。可変剛性倍率が大きいほど、可変剛性装置のエネルギー吸収性能は大きくなるにも関わらず、このように吸収エネルギー量が小さくなる原因としては、基本周期と硬化周期の隔たりも大きくなることから、地震動の卓越成分を回避することで構造物への入力エネルギーが小さくなったと考えられる。

自律型適応制御によるSDOF-AVSモデルでは、硬化剛性周期と基本剛性周期が四半サイクルごとに切り換えられる。サイン波応答曲線でも検討したように、3種類の固有周期を横軸に設定した応答曲線を示す（図2.34）。

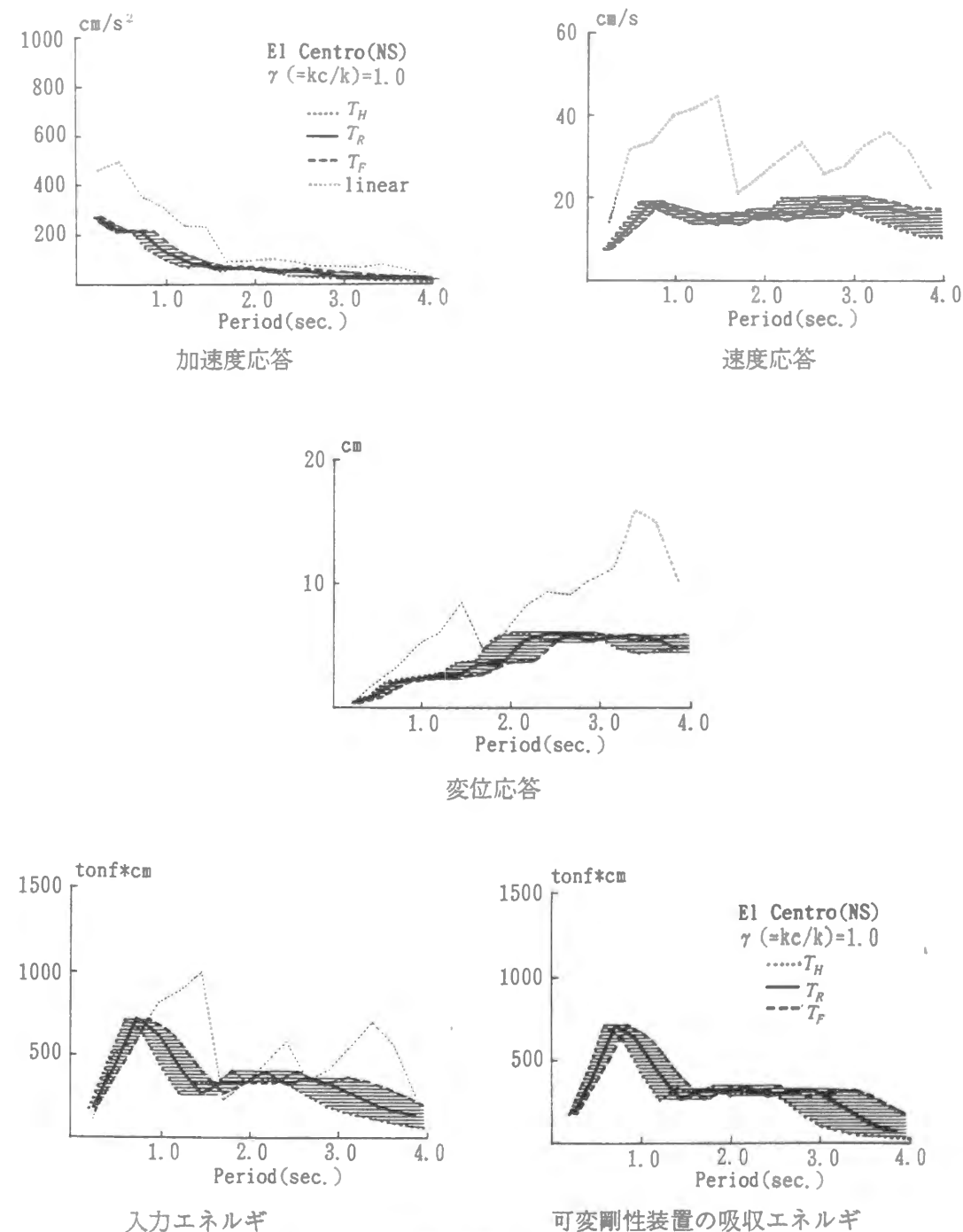


図 2.34 可変剛性装置の吸収エネルギー曲線

これらの応答曲線からは、以下の応答特性が明らかになった。

- (a) 可変剛性倍率を1.0とした加速度、速度、変位応答値は、硬化剛性周期と基本剛性周期のいずれを設定しても、基本構造物の線形応答スペクトルに内包される。
- (b) 構造物への入力エネルギー曲線では、硬化剛性周期を設定すると、短周期域では、線形系よりも入力エネルギーが大きくなるが、基本剛性周期を設定すると、線形系の入力エネルギー曲線に内接する。このことから、短周期系での構造物への入力エネルギーには、基本剛性状態での応答が最大応答に寄与していると考えられる。



## 2.6 数値解析による多自由度可変剛性構造モデルの基本的特性

現行の耐震設計の中で規定されている層せん断力分布特性は、多層構造物の振動モードの特性を反映している。多層構造物に複数の可変剛性装置を配置した場合を想定すると、可変剛性装置により設定される剛性種類の数だけ、同じ次数の振動モードが存在することになる。そして、各次の振動モードが可変周期範囲と振幅範囲を持つことになる。即ち、1自由度可変剛性構造モデルでの双周期性に対して、多周期性をもつことになる。そこで、可変剛性装置の配置法や制御規範を考案し、それらの応答低減効果を数値解析の結果から評価した。

多自由度可変剛性構造モデルでの問題点は、硬化剛性から基本剛性への切換え時に、装置が負担していた力の逆向きの力が、装置を連結していた2部位に作用し、それにより高次振動が励起されることである。この高次振動を抑制するための可変剛性装置の配置法や、制御情報の設定法、可変剛性値と最大応答値の関係についての数値解析による検討を行った[2.8,9]。多層構造物に可変剛性装置を配置する方法としては、1自由度モデルと同様に基礎部位と制御対象部位を連結する基礎連結法と、各層の頂部と脚部を連結する層間連結法が考えられる(図2.35)。

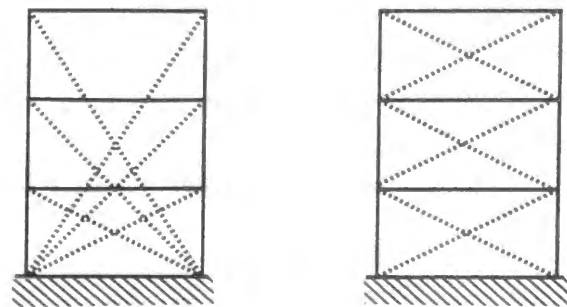


図 2.35 可変剛性装置の配置法

### 2.6.1 制御規範の比較

層間連結法では、上部層に配置した可変剛性装置の剛性を解放すると、その反力により構造物に高次振動が生じるため、その対策として、各層に配置した可変剛性装置を同時に基本剛性へ切換える、特定部位応答制御法を考案した。特定部位応答制御は制御用センサの設置数を少なくでき、制御対象部位の主たる振動成分に準拠した制御、いわば簡易的なモード制御となる(図2.36)。

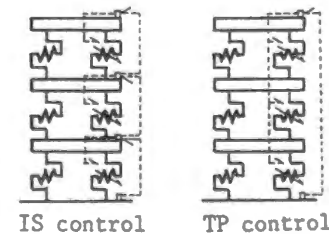


図 2.36 自律型適応制御での制御情報

- (a) 層間変形(IS)制御：各層間応答値をもとに剛性切換えを行う。
  - (b) 特定部位応答(TP)制御：特定部位、例えば、構造物の最上層の地動に対する相対応答値をもとに全層の可変剛性装置の剛性切換えを行う。
- 全層に同一な可変剛性倍率の可変剛性装置を配置する。El Centro(NS), Taft(EW)波を  $100 \text{ cm/s}^2$  としたものを入力地震波とする。

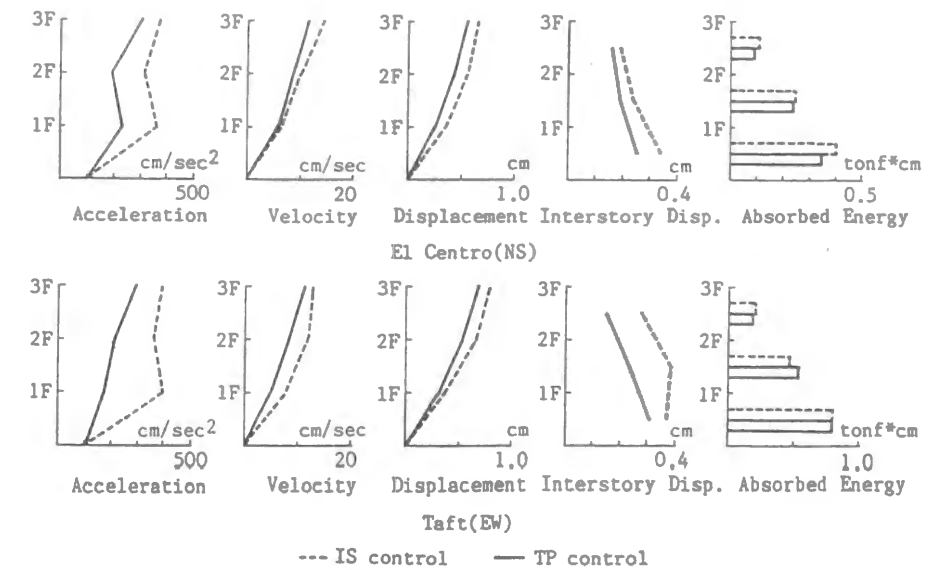


図2.37 最大応答値分布

制震構造の基本概念の一つに「地震動に含まれる卓越成分を回避する」という概念があった。そこで、地震動に含まれる卓越周期成分を分析するために非定常パワースペクトルを導入した。その計算法と分析精度は付録-Bに説明した。ここでは可変剛性構造モデルの固有周期の変化が応答過程に与える影響を明らかにするために、応答時刻歴を非定常パワースペクトルで分析する。この非定常パワースペクトルでは、横軸を継続時間、縦軸を周波数としており、各時刻での周波数成分のパワー値を等高線で表示している。

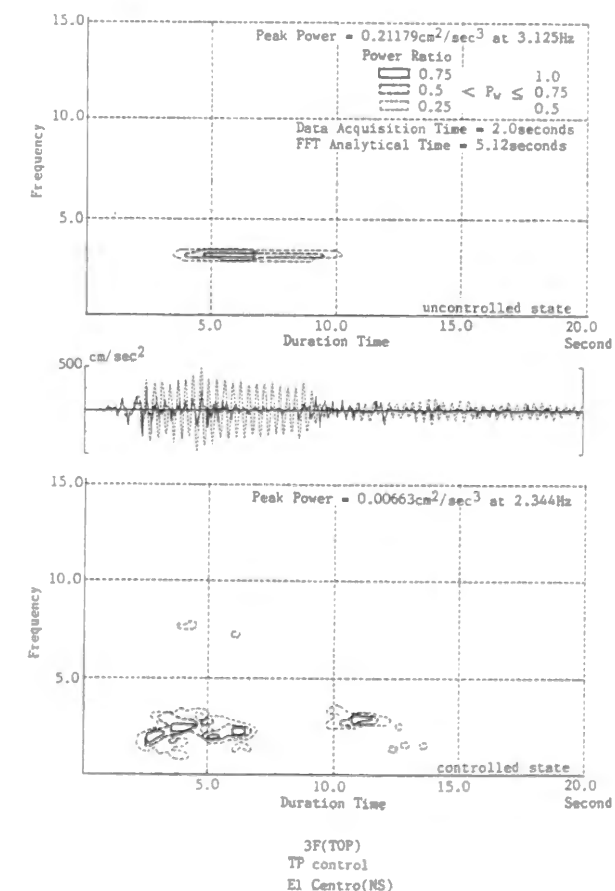


図2.38(a) 応答波形とその周波数特性の分析

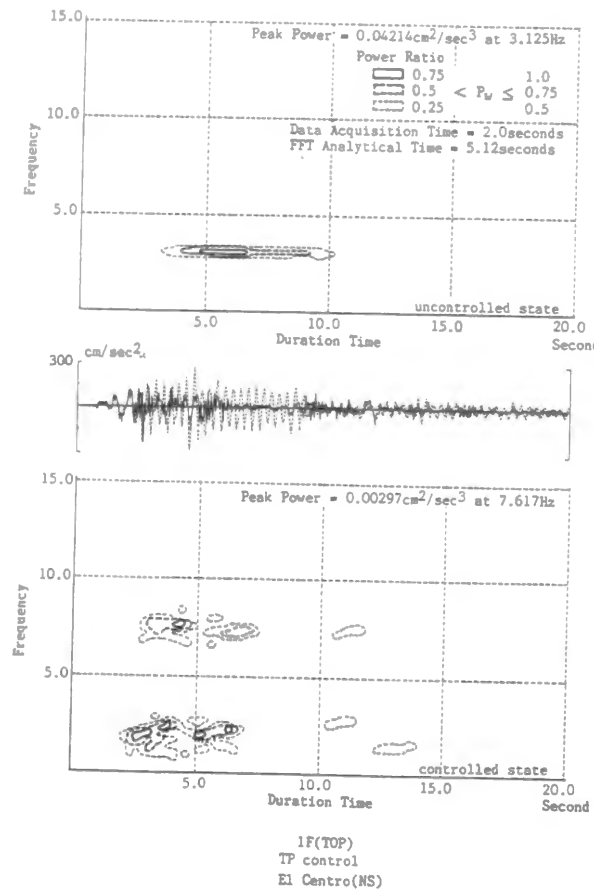


図2.38(b) 応答波形とその周波数特性の分析

ここでは、入力地震波がEl Centro(NS)波、可変剛性倍率が1.0(case-M)、そして特定部位応答制御の3層頂部と1層頂部での加速度応答時刻歴を示した。応答時刻歴の上に線形系(図中点線)、応答時刻歴の下に可変剛性構造モデル(図中実線)の非定常パワースペクトルを示した。

(a) 3層頂部での加速度応答時刻歴

線形系の非定常パワースペクトルでは、1次固有周期成分に対応した周期成分(3.1Hz)だけが卓越するのに対し、可変剛性構造モデルの非定常パワースペクトルでは、2.5Hz付近に卓越周期成分が分散しており、これは地震波そのものの卓越周期特性と一致している。また、線形系に対する可変剛性構造モデルの最大ピーク値の比率は1/30程度となっており、応答低減量が顕著に表現される。

(b) 1層頂部での加速度応答時刻歴

線形系ではやはり1次固有振動周期成分が卓越するが、可変剛性構造モデルでは2次固有周期に対応した7.5Hz付近にも卓越成分があり、この2次固有周期成分の累加により2.0秒から3.0秒にかけての最大値が生じていることがわかる。線形系に対する可変剛性構造モデルの最大ピーク値の比率は1/14程度になっており、3層頂部に比べ低減比率は1/2であり、下層部位での応答低減効果が小さいことが明らかになる。

## 2.6.2 可変剛性値の比較

ここでは、可変剛性倍率による地震応答特性の違いに関する解析例を示す[2.10]。

### 解析条件

- (a) 基本構造物を3自由度せん断型バネ・マスモデルで表わし、各層の重量を1.0tonf、基本剛性を1.0tonf/cmとし、1.0%の内部減衰を仮定する。
- (b) 層間連結法により全層に可変剛性装置を配置する。
- (c) 全層に導入した各可変剛性装置の可変剛性倍率( $\gamma$ )は同一とし、 $\gamma=0.5$ (case-S),  $\gamma=1.0$ (case-M),  $\gamma=2.0$ (case-H)の3種類を検討する。

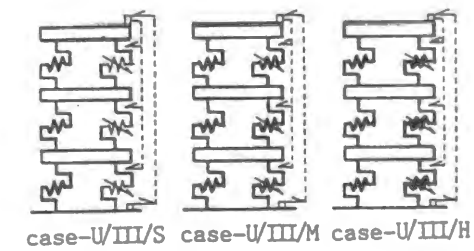


図 2.39 解析モデル

- (d) 最上層と基礎部位の相対的な応答量を用いた特定部位応答制御とする。

- (e) 入力地震波は、El Centro(NS) 波の20.0秒間を最大加速度  $100 \text{ cm/s}^2$ 、解析刻み時間 0.005秒として用いる。

この解析例での特定部位応答制御では、硬化剛性から基本剛性への切換えは同時に行われるが、基本剛性から硬化剛性への切換えは各層の層間変形により独立に行われる。その結果、制御過程では8種類の剛性状態が設定される(図 2.40)。

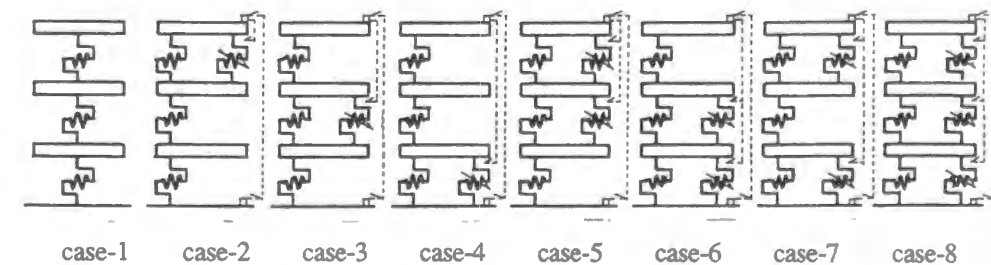


図 2.40 剛性設定状態

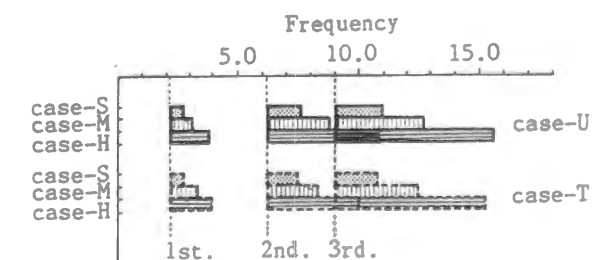


図 2.41 可変固有周期範囲

8種類の剛性状態での固有周期群を求める。1次周期の可変周期範囲は独立しているが、case-M,Hでの2次、3次周期の可変周期範囲は連続したものとなる(図2.41)。まず、case-Mの可変剛性構造モデルと図2.31の8種類の線形系の最大応答分布と比較する(図2.42)。8種類の線形系による最大応答値分布の範囲を印影を付けて示した。最大加速度応答値分布では、下層部で印影内に入るが、それ以外では可変剛性構造モデルの最大応答値分布はいずれの線形系の最大応答値よりも小さいことを確認した。

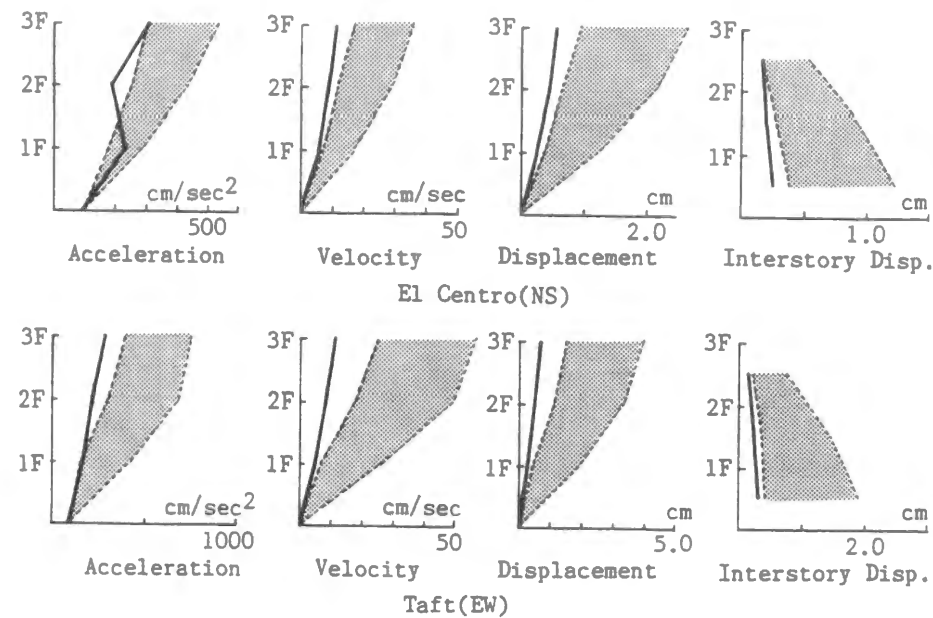


図2.42 線形系との比較

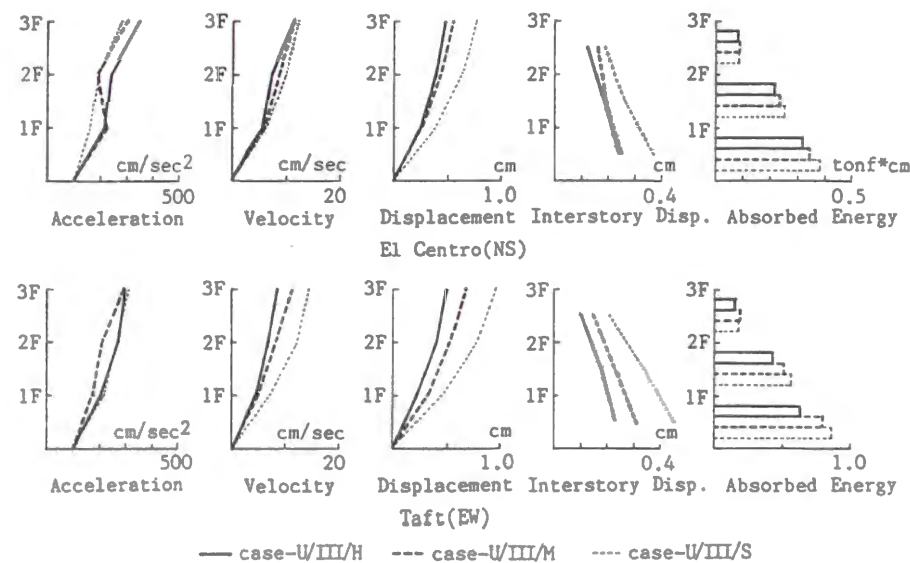
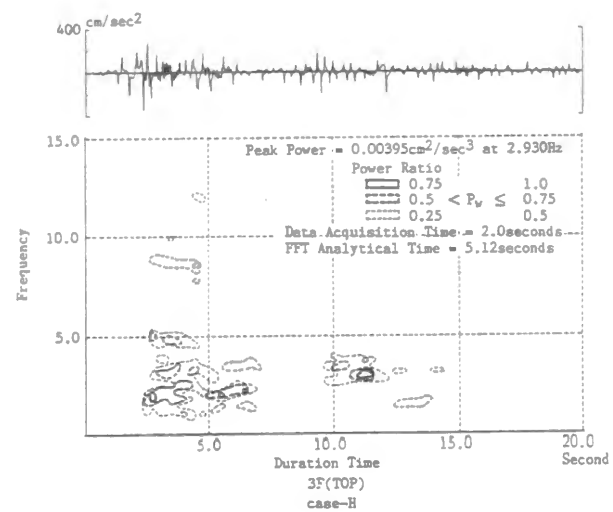


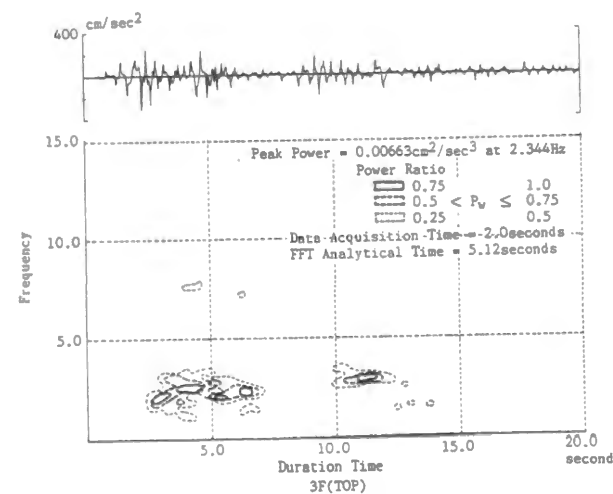
図 2.43 最大応答値分布

加速度応答分布曲線は、case-Hで大きくなる傾向が認められるが、可変剛性倍率の違いによる影響は入力地震動の振幅の50%程度である。速度、変位、層間変位の応答値分布では、可変剛性倍率が大きいほど、応答値は小さくなり、可変剛性倍率を0.5~1.0に設定すると層間変形は0.4cm以下であり、階高を400cmとすると、層間変形角は1/1000以下となる。地震動の振幅を $500 \text{ cm/s}^2$ としても、層間変形角は1/200以下であり、1自由度可変剛性構造モデルで示した地震応答での層間変形角と同程度になる(図2.43)。また、可変剛性装置による吸収エネルギー量は、下層ほど大きくなるが、可変剛性倍率が大きいほど、下層部位に配置された可変剛性装置の吸収エネルギー量は小さくなる。

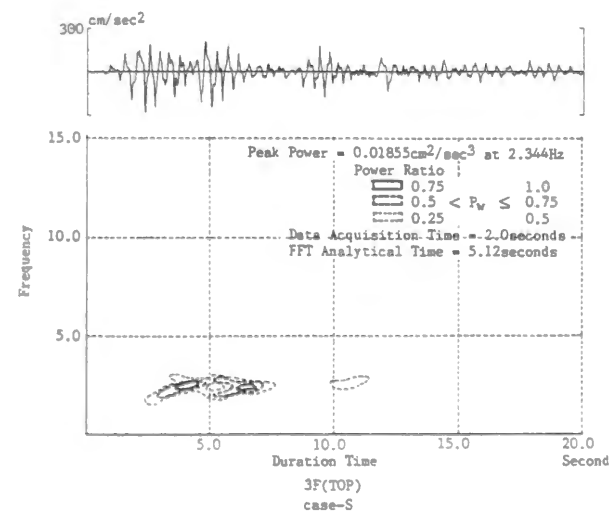
cae-H, M, Sでの3層部位と1層部位の加速度応答時刻歴とその非定常パワースペクトルを示す(図2.44)。これらの結果からは次のような応答特性が認められる。  
(a) 加速度応答時刻歴からは最大値が単発的なパルスによることか示される。この要因には剛性切り換えが考えられる。  
(b) 可変剛性倍率が大きくなるほど最大パワ値が低減する。  
(c) 可変剛性倍率が大きくなるほど応答に含まれる卓越成分が広い周波数帯域に分散する。この要因には加速度時刻歴で見られるひげのような高周波数成分と、等高線が最大パワ値に対する比率をもとにしていることから、1次固有振動成分の最大パワ値の低減による相対的影響も考えられる。



case-H



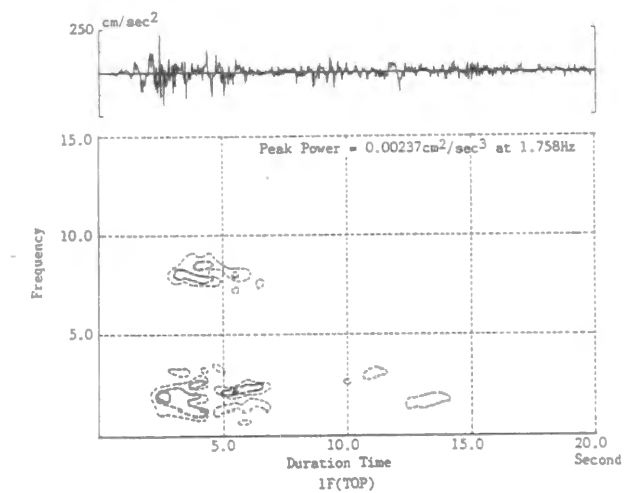
case-M



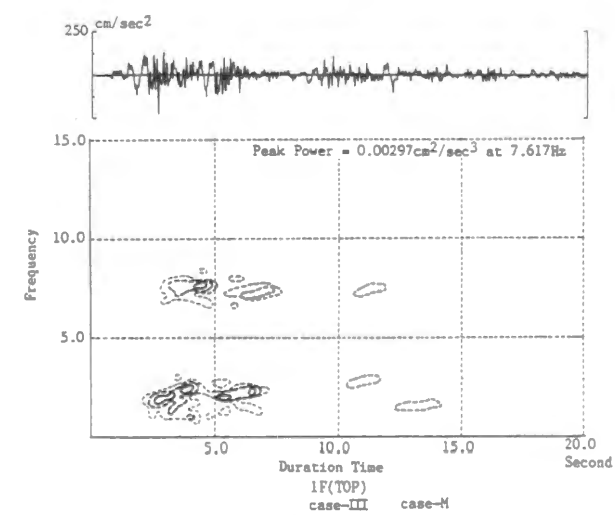
case-S

3F(TOP)

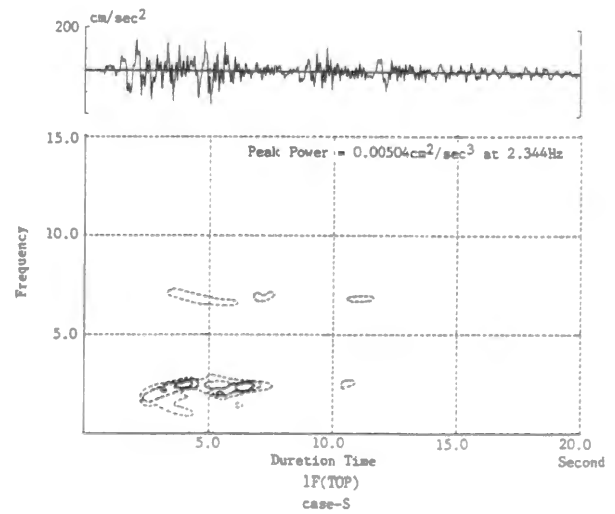
図 2.44(a) 加速度応答時刻歴と非定常スペクトル



case-H



case-M



case-S

1F(TOP)

図 2.44(b) 加速度応答時刻歴と非定常スペクトル



### 2.6.3 可変剛性分布の比較

各層に可変剛性装置を均一に配置した場合と、下層ほど可変剛性装置を多く配置した場合での振動抑制効果を比較する。

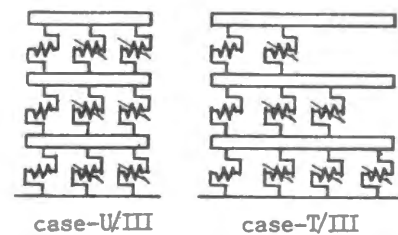


図 2.45 可変剛性装置の多重配置

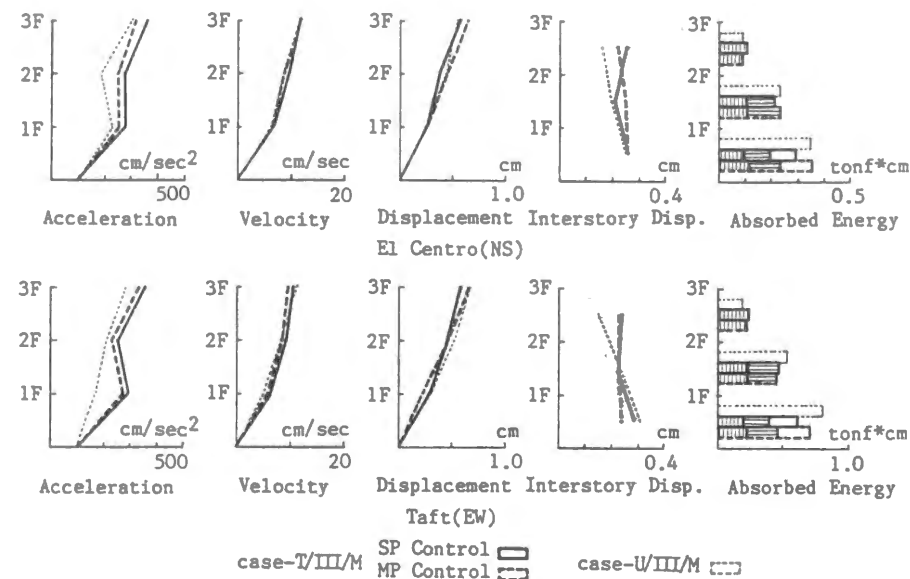


図2.46 最大応答値分布

この数値解析による結果から、下層部位ほど可変剛性値を大きくすると、加速度応答値を増幅させるが、層間変形角を全層でほぼ一定にできる可能性があることを明らかにした。また、多重配置された各装置を全層の応答値を用いて、個別に特定部位変形制御することで、下層での高次振動が抑制されることを示した（図 2.46）。

### 2.7 結論

自律型適応制御による可変剛性構造物の模型実験結果[2.8]を引用し、可変剛性装置の構成例を説明した。硬化剛性から基本剛性への切換え時刻の負担力は時間変数の1次関数で低減すると仮定し、1自由度可変剛性構造モデルの自由振動過程を解析解列で記述した。その解析解で剛性切換え時間を零とすると、上限的な振動低減効果を表すことを明らかにした。また、剛性切換えに要する時間が硬化剛性の固有周期の1/10程度であれば、切換え時間を零時間とした結果とほぼ近い結果になることを明らかにした。即ち、可変剛性装置の剛性切換え時間に制約条件を設定すれば、剛性切換え時間を零時間とした第1近似で性能評価を行うことが可能となる。そこで、剛性切換え過程を零時間とした第1近似モデルを導入した数値解析結果と実験結果を比較し、両者の基本的な応答特性が一致していることから、剛性切換え過程の力学的モデル化の妥当性を明らかにした。この第1近似モデルを用いた数値解析により可変剛性構造物の基本特性を評価した。

自律型適応制御による可変剛性システムを導入した構造物を1自由度可変剛性構造モデルとし、数値解析により求めた正弦波応答時刻歴から以下の特性が認められた。

(特性-1) 固有周期の数サイクル以下の継続時間で概ね定常応答過程に到達する。

(特性-2) 可変剛性倍率を大きくすることで最大応答値を低減できる。

(特性-3) 入力レベルと応答レベルの間に比例関係が存在する。

特性-3は、可変剛性システムを導入した構造物の応答倍率が入力レベルに依存しないことを示すもので、この線形系のような特性は地震時応答制約設計の導入の可能性を予感させた。

また、可変剛性倍率をパラメタにした応答スペクトルからは以下の特性を明らかにした。

(特性-4) いずれの周期系においても、可変剛性倍率を大きくするほど、速度、変位応答の最大応答値が小さくなる。

(特性-5) 硬化剛性周期と基本剛性周期の平均周期で応答曲線のピークが生起する。

2波の観測地震波による応答時刻歴、地震応答スペクトルからは以下の特性が観察された。

(特性-6) 共振振動に対して可変剛性構造モデルの振動抑制効果が顕著である。

(特性-7) 地震動の卓越成分が増幅されず、滑らかな応答曲線となる。

(特性-8) 可変剛性倍率を大きくするほど、速度、変位応答値が小さくなる。

特性-7からは、地震動に固有な卓越周期特性が構造物に顕著な影響を与えず、可変剛性構造モデルの応答曲線は地震記録波の違いにさほど影響されないことが期待された。

各層を均一剛性、均一質量と仮定した3層せん断型構造物に、層間連結法により各層に可変剛性装置を配置した。観測地震波による最大応答値分布からは、以下の特性が認められた。

(特性-9) 最上層の応答値を制御情報とした特定部位応答制御は、層間応答制御法と比較し、加速度、速度、変位応答のいずれに関しても応答低減効果が高い。

(特性-10) 可変剛性値を基本剛性値に比例するように設定し、その可変剛性倍率を0.5, 1.0, 2.0とすると、可変剛性倍率を大きくしても、加速度応答値はさほど低減しないが、速度、変位応答値は小さくなる。

その加速度応答時刻歴を非定常パワースペクトルで分析した結果から、線形系では構造物の固有振動モードが卓越するのに対し、可変剛性構造モデルでは地震波の卓越成分が顕著であることから、最大加速度応答値は地震動に含まれる卓越成分によると考えられた。

このような可変剛性構造モデルの振動低減特性をもたらす要因の一つに、可変剛性装置による吸収エネルギー特性が考えられるが、可変剛性値を大きくしても、吸収エネルギー量が増加しない場合もあり、これは可変剛性システムにより構造物の固有周期が変化することで構造物への地震入力エネルギー量が低減したためと考えられた。

次章以降では、これらの特性を解析的な手法により確認する。

## 2.8 引用文献

- [2.1]小堀鐸二、鎌形修一：制震力型制震システムの基本特性評価（制震構造の研究）、AIJ構造系論文報告集、第436号、pp.53-62、1992年6月
- [2.2]小堀鐸二、金山弘雄、鎌形修一：制震構造に関する研究：DIBシステムの提唱：第7回日本地震工学シンポジウム、pp.1723-1728、1986年12月
- [2.3]T.Kobori, H.Kanayama, S.Kamagata: A Proposal of New Anti-Seismic Structures with Active Seismic Response Control -Dynamic Intelligent Building-, 9th WCEE, Kyoto, Aug.8,1988
- [2.4]小堀鐸二、鎌形修一：予測型適応制御による可変剛性型制震システム（制震構造の研究）、AIJ構造系論文報告集、第416号、pp.125-133、1990年10月
- [2.5]T.Kobori, H.Kanayama, S.Kamagata: Rigidity Control System for Variable Rigidity Structure, United State Patent, #4,964,246, Oct.1990
- [2.6]小堀鐸二、金山弘雄、鎌形修一：制震構造架構の剛性制御装置、特許公報、特公平6-76738、1994年9月28日
- [2.7]小堀鐸二、鎌形修一：自律型適応制御による可変剛性型制震システム（制震構造の研究）、AIJ構造系論文報告集、第420号、pp.121-131、1991年2月
- [2.8]小堀鐸二、高橋元一、他：可変剛性制震システムの実験的研究-振動台による基礎実験-、構造工学論文集、Vol.35B号、pp.57-66、1989年3月
- [2.9]小堀鐸二、鎌形修一：多層構造物への可変剛性型制震システムの配置法-基礎連結法（制震構造の研究）、AIJ構造系論文報告集、第438号、pp.65-74、1992年8月
- [2.10]小堀鐸二、鎌形修一：多層構造物への可変剛性型制震システムの配置法-層間連結法（制震構造の研究）、AIJ構造系論文報告集、第444号、pp.33-41、1993年2月
- [2.11]鎌形修一、他：筋かい付鉄骨骨組構造の耐震性に関する研究（その4タービン建家の弾塑性地震応答解析）、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、pp.1961-1962、1981年
- [2.12]鎌形修一：筋かい付鉄骨構造の耐震性に関する研究（その1 精算解析法）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、pp.1969-1970、1982年
- [2.13] K.Sato, S.Kamagata: The Aseismic Behavior of Steel Column-base, The 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol-4, pp.193-198, Tokyo Japan, August 7 1988

## 第3章 1自由度可変剛性構造モデルの性能特性の解析的評価

自律型適応制御による可変剛性構造モデルでは、剛性切換え時刻での構造物の応答状態が規定されることから、その動的応答過程は、剛性切換え条件を初期応答条件とした解析解を連結して記述できる。

### 第3章での記号表

- $m$ ：構造物の質量  
 $k$ ：構造物の剛性  
 $\ddot{x}_F(t), \dot{x}_F(t), x_F(t)$ ：基本剛性状態での構造物の加速度、速度、変位応答値  
 $\ddot{x}_H(t), \dot{x}_H(t), x_H(t)$ ：硬化剛性状態での構造物の加速度、速度、変位応答値  
 $\omega_F$ ：基本剛性状態での構造物の固有円振動数  
 $\omega_H$ ：硬化剛性状態での構造物の固有円振動数  
 $\omega_N$ ：構造物の固有円振動数  
 $\gamma (=k_C/k)$ ：可変剛性倍率  
 $k_C$ ：可変剛性値  
 $f(t)$ ：構造物に作用する外乱  
 $T_i$ ：自律型適応制御での剛性切換え時刻  
 $\dot{x}_1, x_1$ ：初期変位条件での一般解  
 $\dot{x}_2, x_2$ ：初期速度条件での一般解  
 $T_F$ ：基本固有周期  
 $T_H$ ：硬化固有周期  
 $T_R$ ：擬似固有周期  
 $\omega_{cyc}$ ：可変剛性構造モデルの1サイクルの円振動数  
 $\eta(i)$ ：i-cycle後の振幅低減率  
 $\zeta$ ：構造物の減衰定数  
 $E_A$ ：慣性力エネルギー  
 $E_K$ ：復元力エネルギー  
 $E_{AC}$ ：可変剛性装置による吸収エネルギー  
 $V_F$ ：基本剛性状態での構造物のエネルギー準位値  
 $V_H$ ：硬化剛性状態での構造物のエネルギー準位値  
 $d_0$ ：初期変位  
 $v_0$ ：初期速度  
 $c (= \sqrt{1+\gamma})$ ：可変剛性率に関する変数  
 $T_{ST0}, T_{ST1}, T_{ST2}, T_{ST3}, T_{ST4}$ ：定常応答状態での剛性切換え時刻列



### 3.1 序

終局耐力設計では、構造物の塑性特性により大地震に対抗する[3.1]。このため、構造物の非線形復元力特性を考慮した動的応答過程を解明することは重要な問題であり、多くの研究者が構造物の地震時の崩壊過程の解明に取り組んでいる[3.2]。しかし、地震応答の解析解の導出が困難な問題であることに加え、地震動の特性自体が明確にされないという大きな問題があった[3.3]。小堀鐸二らは1950年代にBi-linear型復元力特性を仮定し、図式解法(Phase-Plane- $\delta$ 法)により正弦波応答過程を求め[3.4]、その研究成果をもとに制震構造の基本概念[3.5]を提唱した。

著者は、1976年以降、数値解析に携わってきたが、電子計算機の性能向上とその普及は目覚ましく、非線形復元力特性を考慮した構造物の地震応答解析は今や一般的になりつつある[3.6]。そして、制震構造の概念においては、この数値解析は各種の制震装置の基本特性の検討に利用されるばかりでなく、このような情報処理装置とセンサー装置で構成されるMonitoring機能は、制震システムの基本的な構成要素の一つとしてさえ考えられている[3.7]。

制震装置は構造物の振動特性を調整することで振動抑制するKinetic機能を構造物に付与するもので、制震力装置や可変剛性装置を研究してきた。特に、可変剛性装置は、制震構造の基本概念の一つである「構造物の固有周期変化を利用し共振振動を抑制すること」を目指して考案したもので、既に、構造物を1自由度系や多自由度系にモデル化した数値解析により、その地震応答特性を明らかにしている[3.8,9,10,11]。本章では、この可変剛性装置を導入した構造物の振動過程を解析解で記述し、それをもとに導出した閉形解で動的応答特性を解明する。

### 3.2 可変剛性構造モデルの支配式

可変剛性装置は可変剛性値を構造物に付与するか、否かを選択的に制御する。この可変剛性装置を導入した1自由度可変剛性構造モデルは、最初に設定された基本剛性状態と、可変剛性装置による剛性が付与された硬化剛性状態の2種類の剛性状態の切換え系となる。自律型適応制御による1自由度可変剛性構造モデルの動的応答過程の運動方程式を記述する。自律型適応制御では構造物の応答状態に応じ、次のように剛性を設定する(図2.1)。この自律型適応制御は人間の平衡機能を簡略に模擬したものである。

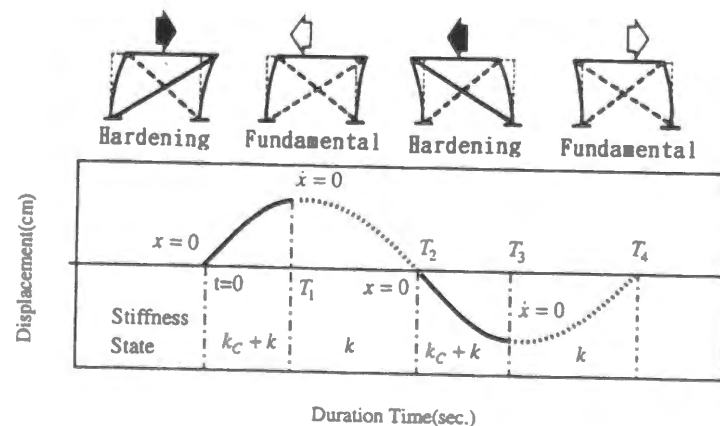


図 3.1 自律型適応制御

瞬時剛性切換えの剛性切換え過程を仮定する。自律型適応制御による1自由度可変剛性構造モデルの動的応答過程は、2種類の剛性状態での運動方程式で記述できる。

(a) 硬化剛性状態

$$m\ddot{x}_H(t) + c\dot{x}_H(t) + (k + k_C)x_H(t) = -m\ddot{y}(t) \quad (3.1)$$

(b) 基本剛性状態

$$m\ddot{x}_F(t) + c\dot{x}_F(t) + kx_F(t) = -m\ddot{y}(t) \quad (3.2)$$

自律型適応制御での剛性切換え条件は次のように表される。

自律型適応制御での剛性切換え条件

$$\text{硬化剛性への切換え条件: } x_F(t) = 0 \quad (3.3)$$

$$\text{基本剛性への切換え条件: } \dot{x}_H(t) = 0 \quad (3.4)$$

自律型適応制御による1自由度可変剛性構造モデルの地震応答過程での剛性切換えを、速度応答値と変位応答値で構成した相平面での応答軌道と対応させて説明する(図3.2)。

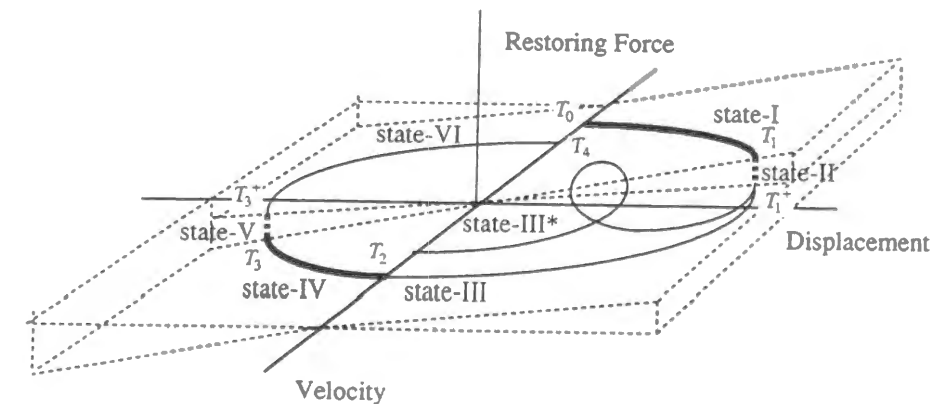


図3.2 自律型適応制御による剛性切換え過程

(state-I) 時刻  $t = T_0$  において初期速度条件  $x_H(T_0) = 0$ ,  $\dot{x}_H(T_0) = v_0 > 0$  を仮定する。地震外乱が連続、即ち、 $\ddot{y}(T_0^+) = \ddot{y}(T_0)$  であるならば、速度応答値と変位応答値の関係から、 $t > T_0$  以後の変位応答は  $x_H(t) > 0$  となる。

$$\dot{x}_H(T_0^+) = \frac{x_H(T_0^+) - x_H(T_0)}{T_0^+ - T_0} = \frac{x_H(T_0^+)}{T_0^+ - T_0} > 0 \quad (3.5)$$

硬化剛性状態での運動方程式は(3.1)式で表される。

(state-II) 時刻  $t = T_1$  において  $\dot{x}_H(T_1) = 0$  となり、(3.3)式の条件から、基本剛性へ切換えられる。この時、可変剛性装置はメカニカルな機構を利用し剛性切換えを行う。その際、可変剛性装置

は負担していた復元力エネルギー  $E = \frac{1}{2}k_C x_H^2(T_1)$  を吸収する。

(state-III)  $T_0 < t < T_1$  の範囲では  $\dot{x}_H(t) > 0$  であることから、変位応答値は単調増加であり、時刻  $t = T_1$  において  $x_F(T_1) > 0$  である。時刻  $t = T_1$  における連続条件は次のように表される。

$$x_F(T_1^+) = x_H(T_1) > 0 \quad (3.6)$$

$$\dot{x}_F(T_1^+) = \dot{x}_H(T_1) = 0 \quad (3.7)$$

この基本剛性状態の地震応答過程は、(3.4)式の硬化剛性への切換え条件が満たされるまで、(3.2)式の運動方程式で表される。硬化剛性から基本剛性への切換え時刻においては、地震外乱が連続  $\ddot{y}(T_1^+) = \ddot{y}(T_1)$  であるならば、支配方程式の差に対応した加速度応答値の不連続が生じる。

$$m\{\ddot{x}_F(T_1^+) - \ddot{x}_H(T_1)\} = k_C x_H(T_1) \quad (3.8)$$

(state-IV) 時刻  $t = T_2$  において  $x_F(T_2) = 0$  になり、硬化剛性状態に切換えられるとする。 $t > T_2$  以後の地震応答過程は(3.1)式で表せる。 $t > T_2$  以後の変位応答値は  $x_H(t) < 0$  であることから、速度応答値と変位応答値の関係から  $\dot{x}_H(t) < 0$  となる。

$$\dot{x}_H(T_2^+) = \frac{x_H(T_2^+) - x_H(T_2)}{T_2^+ - T_2} = \frac{x_H(T_2^+)}{T_2^+ - T_2} < 0 \quad (3.9)$$

時刻  $t = T_2$  における連続条件は次のように表せる。

$$x_H(T_2^+) = x_F(T_2) = 0 \quad (3.10)$$

$$\dot{x}_H(T_2^+) = \dot{x}_F(T_2) < 0 \quad (3.11)$$

(state-V) 時刻  $t = T_3$  において  $\dot{x}_H(T_3) = 0$  になり基本剛性へ切換えられ、可変剛性装置は負担していた復元力エネルギー  $E = \frac{1}{2} k_C x_H^2(T_3)$  を吸収する。

(state-VI)  $t > T_3$  以後の基本剛性状態の地震応答過程は(3.2)式で表せる。 $x_F(T_4) = 0$  となる時刻  $t = T_4$  において硬化剛性状態に切換えられる。

(state-III\*) 地震外乱によっては基本剛性状態で、再び、変位振幅が増大する過程も考えられる。その過程でも速度応答値が零になるが、基本剛性状態での速度応答値は剛性切換えに関与せず基本剛性が保持される。

### 3.3 自由振動

SDOF-AVSモデルにおいて初期速度を与えたときの自由振動は、剛性切換え時の速度、変位応答値を初期値とした線形系の解析解を連結して記述できる[3.14, 15]。本論文では、この自由振動過程での応答振幅の低減率を、可変剛性装置の基本性能である可変剛性倍率( $\gamma$ )の関数として導出する。

#### 3.3.1 自由振動過程の解析解列

可変剛性システムを導入した構造物では構造物の梁・柱による基本的な剛性状態と、可変剛性装置の剛性を付与した硬化剛性状態の2種類の剛性状態が考えられる。本システムを導入した構造物を無減衰1自由度可変剛性構造(SDOF-AVS)モデルで表わすと、自由振動過程は、これら2種類の剛性状態における振動方程式の解析解を連結して記述できる。

(a) 基本剛性

$$\ddot{x}_F(t) + \omega_F^2 x_F(t) = 0 \quad (3.12)$$

(b) 硬化剛性

$$\ddot{x}_H(t) + \omega_H^2 x_H(t) = 0 \quad (3.13)$$

この切換え条件をもとに、SDOF-AVSモデルの自由振動過程は、剛性切換え時の応答値を初期条件とし、(3.12)式と(3.13)式を連結した区分線形過程となる。

速度、変位応答に関する初期条件を与えた時の自由振動の解析解は次のようになる[3.16,17]。

$$x(t) = C_1 \cos(\omega_N t) + C_2 \sin(\omega_N t) \quad (3.14)$$

$$\dot{x}(t) = \omega_N \{-C_1 \sin(\omega_N t) + C_2 \cos(\omega_N t)\} \quad (3.15)$$

$\omega_N$  : 構造物の固有円振動数

変位、速度応答値の組合わせで与えられる初期条件により積分定数  $C_1, C_2$  が求められる。

(a) 初期変位条件:  $x(0) = 1, \dot{x}(0) = 0$

$$x_1(t) = \cos(\omega_N t) \quad (3.16)$$

$$\dot{x}_1(t) = -\omega_N \sin(\omega_N t) \quad (3.17)$$

(b) 初期速度条件:  $x(0) = 0, \dot{x}(0) = 1$

$$x_2(t) = \frac{1}{\omega_N} \sin(\omega_N t) \quad (3.18)$$

$$\dot{x}_2(t) = \cos(\omega_N t) \quad (3.19)$$

この剛性切換えの実現には、筋違い端部に油圧弁のようなメカニズムの導入を想定している。可変剛性装置の剛性解放が  $\Delta t$  時間で行われ、その間に装置の負担力  $[F = k_C x(t)]$  が線形に変化すると仮定すると、この剛性切換えは、インパルス  $[F \Delta t / 2]$  として、構造物に影響を与えることになる。付録-Bでは、このインパルスによる影響を考慮した解析解を用いたが、ここでは、剛性切換えが瞬時に行われるとし、このインパルスによる応答成分は無視する。



### 3.3.2 初期速度条件による自由振動の閉形解

零変位状態に初期速度 $[v_0]$ が与えられた時のSDOF-AVSモデルの自由振動を記述する。自律型適応制御では零変位状態で硬化剛性が設定される。そこで、硬化剛性での初期速度条件の解析解から始めて、剛性切換え条件に従って、自由振動過程を順次記述する[3.18, 19]。

(a) 硬化剛性範囲  $[0 \leq t < T_1]$

$$x_H(t) = \frac{v_0}{\omega_H} \sin(\omega_H t) \quad (3.20)$$

$$\dot{x}_H(t) = v_0 \cos(\omega_H t) \quad (3.21)$$

$$\ddot{x}_H(t) = -v_0 \omega_H \sin(\omega_H t) \quad (3.22)$$

(3.20), (3.21)式を二乗して加えた変位応答と速度応答の関係を求める。

$$x_H(t)^2 + \left\{ \frac{\dot{x}_H(t)}{\omega_H} \right\}^2 = \left( \frac{v_0}{\omega_H} \right)^2 \quad (3.23)$$

基本剛性への切換え条件を(3.21)式に適用し、硬化剛性の終端時刻を求める。

$$T_1 = \frac{\pi}{2\omega_H} \quad (3.24)$$

時刻 $[T_1]$ での変位、速度、加速度応答は次のようになる。

$$x_H(T_1) = \frac{v_0}{\omega_H} \quad (3.25)$$

$$\dot{x}_H(T_1) = 0 \quad (3.26)$$

$$\ddot{x}_H(T_1) = -v_0 \omega_H \quad (3.27)$$

(b) 基本剛性範囲  $[T_1 \leq t < T_2]$  : 時刻 $[T_1]$ 以後は初期変位条件による基本剛性での自由振動となる。

$$x_F(t) = x_H(T_1) \cos\{\omega_F(t - T_1)\} \quad (3.28)$$

$$\dot{x}_F(t) = -x_H(T_1) \omega_F \sin\{\omega_F(t - T_1)\} \quad (3.29)$$

$$\ddot{x}_F(t) = -x_H(T_1) \omega_F^2 \cos\{\omega_F(t - T_1)\} \quad (3.30)$$

硬化剛性から基本剛性に切換えられた時刻 $[T_1]$ での加速度応答値は(3.27)式の硬化剛性の終端時刻での加速度応答値より小さく、この切換え時刻において加速度応答値は不連続となる。

$$\ddot{x}_F(T_1) = -\frac{v_0}{\omega_H} \omega_F^2 \quad (3.31)$$

(3.25)式を(3.28), (3.29)式に代入し、両式を二乗して加える。

$$x_F(t)^2 + \left\{ \frac{\dot{x}_F(t)}{\omega_F} \right\}^2 = \left( \frac{v_0}{\omega_H} \right)^2 \quad (3.32)$$

硬化剛性への切換え条件を(3.28)式に適用し、基本剛性の終端時刻 $[T_2]$ を求める。

$$T_2 = T_1 + \frac{\pi}{2\omega_F} = \frac{\pi}{2\omega_H} + \frac{\pi}{2\omega_F} \quad (3.33)$$

この時刻の変位、速度、加速度応答は次のようになる。

$$x_F(T_2) = 0 \quad (3.34)$$

$$\dot{x}_F(T_2) = -\frac{\omega_F v_0}{\omega_H} \quad (3.35)$$

$$\ddot{x}_F(T_2) = 0 \quad (3.36)$$

(c) 硬化剛性範囲 $[T_2 \leq t < T_3]$  : 時刻 $[T_2]$ 以後は、初期速度条件による硬化剛性での自由振動となる。

$$x_H(t) = \frac{\dot{x}_H(T_2)}{\omega_H} \sin\{\omega_H(t - T_2)\} \quad (3.37)$$

$$\dot{x}_H(t) = \dot{x}_H(T_2) \cos\{\omega_H(t - T_2)\} \quad (3.38)$$

$$\ddot{x}_H(t) = -\dot{x}_H(T_2) \omega_H \sin\{\omega_H(t - T_2)\} \quad (3.39)$$

(3.37), (3.38) 式を二乗して加え、(3.35)式を代入する。

$$x_H(t)^2 + \left\{ \frac{\dot{x}_H(t)}{\omega_H} \right\}^2 = \left( \frac{\omega_F v_0}{\omega_H^2} \right)^2 \quad (3.40)$$

基本剛性への切換え条件を(3.38)式に適用し、硬化剛性の終端時刻を求める。

$$T_3 = T_2 + \frac{\pi}{2\omega_H} = \frac{\pi}{\omega_H} + \frac{\pi}{2\omega_F} \quad (3.41)$$

時刻 $[T_3]$ の変位、速度応答は次式で表わされる。

$$x_H(T_3) = -\frac{\omega_F v_0}{\omega_H^2} \quad (3.42)$$

$$\dot{x}_H(T_3) = 0 \quad (3.43)$$

$$\ddot{x}_H(T_3) = \omega_F v_0 \quad (3.44)$$

(d) 基本剛性範囲 $[T_3 \leq t < T_4]$  : 時刻 $[T_3]$ 以後は、初期変位条件による基本剛性での自由振動となる。

$$x_F(t) = x_H(T_3) \cos\{\omega_F(t - T_3)\} \quad (3.45)$$

$$\dot{x}_F(t) = -x_H(T_3) \omega_F \sin\{\omega_F(t - T_3)\} \quad (3.46)$$

$$\ddot{x}_F(t) = -x_H(T_3) \omega_F^2 \cos\{\omega_F(t - T_3)\} \quad (3.47)$$

硬化剛性から基本剛性への切換え時刻 $[T_3]$ の加速度応答値は(3.44)式より小さく、不連続な応答時刻歴となる。

$$\ddot{x}_F(T_3) = \frac{\omega_F^3 v_0}{\omega_H^2} = \frac{\omega_F v_0}{1 + \gamma} < \ddot{x}_H(T_3) \quad (3.48)$$

(3.45), (3.46) 式を二乗して加え、(3.42)式を代入すると次の関係が導かれる。

$$x_F(t)^2 + \left\{ \frac{\dot{x}_F(t)}{\omega_F} \right\}^2 = \left( \frac{\omega_F v_0}{\omega_H^2} \right)^2 \quad (3.49)$$

硬化剛性への切換え条件を(3.45)式に適用し、基本剛性の終端時刻  $[T_4]$  を求める。

$$T_4 = T_3 + \frac{\pi}{2\omega_F} = \frac{\pi}{\omega_H} + \frac{\pi}{\omega_F} \quad (3.50)$$

時刻  $[T_4]$  の変位、速度、加速度応答は次のようになる。

$$x_F(T_4) = 0 \quad (3.51)$$

$$\dot{x}_H(T_4) = v_0 \left( \frac{\omega_F}{\omega_H} \right)^2 \quad (3.52)$$

$$\ddot{x}_F(T_4) = 0 \quad (3.53)$$

以上の1サイクルでの、各剛性切換え時刻における速度、変位応答値を示す（表 3.1）。

表 3.1 剛性切換え時刻の応答値					
時刻	0	$T_1$	$T_2$	$T_3$	$T_4$
加速度応答値	0	$-v_0 \omega_H : -\frac{v_0 \omega_F^2}{\omega_H}$	0	$\omega_F v_0 : \frac{\omega_F^3 v_0}{\omega_H^2}$	0
速度応答値	$v_0$	0	$-\frac{\omega_F v_0}{\omega_H}$	0	$v_0 \left( \frac{\omega_F}{\omega_H} \right)^2$
変位応答値	0	$\frac{v_0}{\omega_H}$	0	$-\frac{\omega_F v_0}{\omega_H^2}$	0

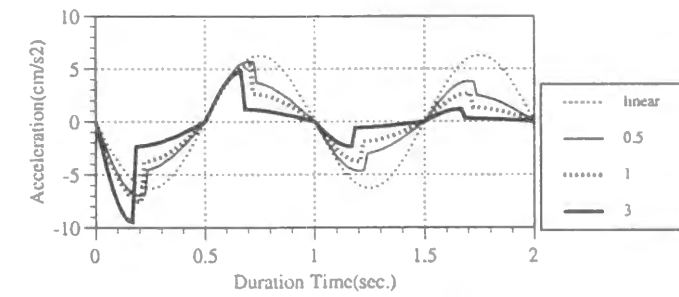
### 3.3.3 自由振動の特性評価

1サイクルに対応する円振動数  $[\omega_{cyc}]$  を用い、基本剛性、硬化剛性の各状態での固有円振動数を求める。

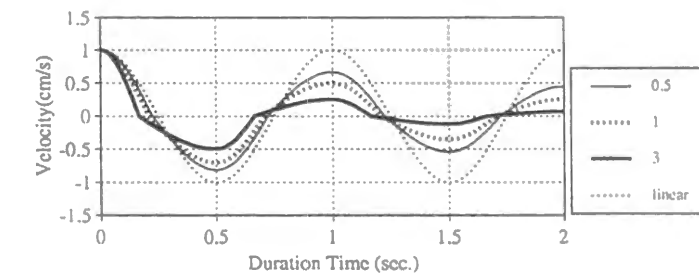
$$\omega_F = \frac{1 + \sqrt{1 + \gamma}}{2\sqrt{1 + \gamma}} \omega_{cyc} \quad (3.54)$$

$$\omega_H = \frac{1 + \sqrt{1 + \gamma}}{2} \omega_{cyc} \quad (3.55)$$

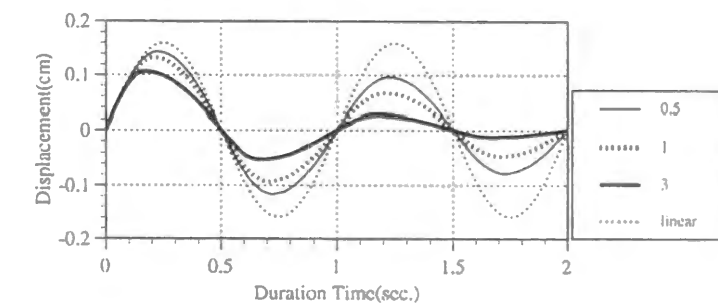
ここでは  $\omega_{cyc}$  を  $2\pi/\text{sec}$  とし、可変剛性倍率を 0.0, 0.5, 1.0, 3.0 とし基本周期と硬化周期を規定した。解析解をもとに、加速度、速度、変位応答の時刻歴を算定した結果を図示する（図 3.3）。



加速度応答時刻歴



速度応答時刻歴



変位応答時刻歴

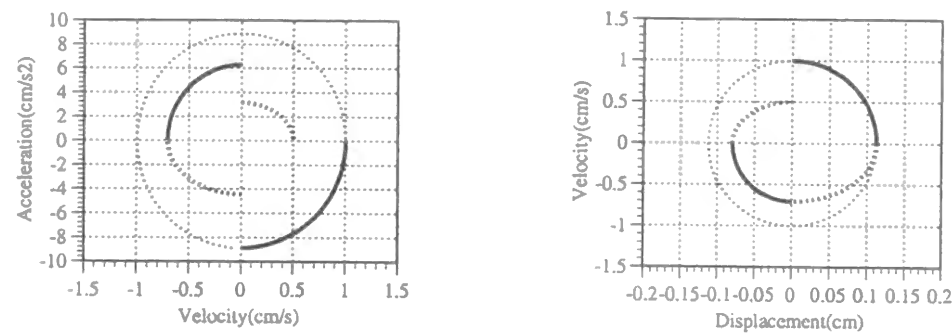
図 3.3 自由振動過程の応答時刻歴

これらの解析解から、SDOF-AVSモデルに関する次の動的応答特性を導くことができる。

[特性 -1] 自由振動の1サイクルに要する時間  $[T_{cyc}]$  は、基本周期  $[T_F]$  と硬化周期  $[T_H]$  の各  $1/2$  の和として与えられる。これを SDOF-AVSモデルの擬似固有周期  $[T_R]$  とする。

$$T_R = \frac{T_H + T_F}{2} \quad (3.56)$$

[特性 -2] SDOF-AVSモデルの自由振動を相平面に軌跡として描くと、剛性が切換えられる状態での応答値を接点とし、それまでの楕円軌道に内包される楕円軌道に順次移行する（図 3.4）。



加速度/速度応答相平面

速度/変位応答相平面

図 3.4 相平面での自由振動の特性

この軌道特性から自由振動過程での1サイクルでの応答低減比率は次のような可変剛性倍率の関数で表される。

$$\eta(1) = \frac{1}{1+\gamma} \quad (3.57)$$

[特性-3] mサイクル後の応答低減比率は可変剛性倍率の関数で表される。

$$\eta(m) = 1 / \left( \sqrt{1+\gamma} \right)^{\left[ \frac{m}{0.5} \right]} \quad : [*] \text{ は Gauss 記号} \quad (3.58)$$

可変剛性倍率をパラメータとした、この応答低減過程を示す (図 3.5)。

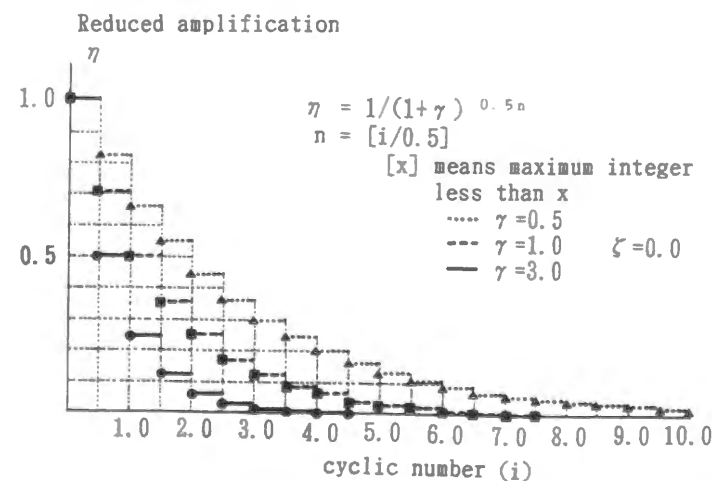


図 3.5 自由振動の時刻歴

[特性-4] 内部減衰による応答低減比率は、

$$\frac{x_i}{x_{i+1}} = \exp \left[ \frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \right] \quad (3.59)$$

で表わされ[3.20]、これを(3.57)式と比較すると、可変剛性倍率と減衰定数の関係が導かれる。

$$\zeta = \frac{\log(1+\gamma)}{\sqrt{4\pi^2 + \{\log(1+\gamma)\}^2}} \quad (3.60)$$

表 3.2 可変剛性倍率と減衰定数の関係

$\gamma$	$\zeta$
0.1	0.015
0.2	0.029
0.5	0.064
1.0	0.109
2.0	0.172
5.0	0.274

### 3.3.4 力学的 エネルギー準位の評価

力の動的釣合いからは、無減衰線形系の振動状態が慣性力と復元力の相補的關係であるのに対し、SDOF-AVSモデルではこれに可変剛性装置の負担力が加わる。本章ではSDOF-AVSモデルの自由振動の応答過程を力学的エネルギー準位で評価する。運動エネルギー $[E_A]$ 、ひずみエネルギー $[E_K]$ 、可変剛性装置の吸収エネルギー $[E_{AC}]$ を、零時刻から剛性の切換え時刻の各時間 $[T_1, T_2, T_3, T_4]$ 範囲で積分して求める。まず、初期速度が与えられた零時刻での力学的エネルギー準位を求める。

(a) 初期時刻  $[t=0]$

$$E_A(0) = \frac{mv_0^2}{2} \quad (3.61)$$

$$E_K(0) = 0 \quad (3.62)$$

$$E_{AC}(0) = 0 \quad (3.63)$$

$$V_0 = \frac{mv_0^2}{2} \quad (3.64)$$

(b) 硬化剛性範囲  $[0 \leq t < T_1]$

$$E_A(t) = \int_0^t m \ddot{x}_H(\tau) \dot{x}_H(\tau) d\tau = \frac{m\dot{x}_H(t)^2}{2} = \frac{mv_0^2}{2} \cos^2(\omega_H t) \quad (3.65)$$

$$E_K(t) = \int_0^t (1+\gamma)k x_H(\tau) \dot{x}_H(\tau) d\tau = \frac{(1+\gamma)kx_H(t)^2}{2} = \frac{mv_0^2}{2} \sin^2(\omega_H t) \quad (3.66)$$

$$E_A(t) + E_K(t) = \frac{mv_0^2}{2} = V_0 \quad (3.67)$$

(3.67)式は硬化剛性区間での力学的エネルギー準位値が一定であることを示している。

(c) 基本剛性範囲  $[T_1 \leq t < T_2]$

時刻 $[T_1]$ の基本剛性への切換えでは、可変剛性装置の負担していたひずみエネルギーが構造物から除去される。

$$\Delta E_{AC}(T_1^+) = \frac{\gamma mv_0^2}{2(1+\gamma)} = \frac{\gamma V_0}{1+\gamma} \quad (3.68)$$

この時間領域の始点で可変剛性装置の剛性が基本剛性から切離され、その際、可変剛性装置のひずみエネルギーは装置内に吸収エネルギー量として蓄積される。

$$E_A(t) = \int_{T_1}^t m \ddot{x}_F(\tau - T_1) \dot{x}_F(\tau - T_1) d\tau = \frac{mv_0^2}{2(1+\gamma)} \sin^2\{\omega_F(t - T_1)\} \quad (3.69)$$

$$E_K(t) = \int_{T_1}^t k x_F(\tau - T_1) \dot{x}_F(\tau - T_1) d\tau = \frac{mv_0^2}{2(1+\gamma)} \cos^2\{\omega_F(t - T_1)\} \quad (3.70)$$

$$E_A(t) + E_K(t) = \frac{mv_0^2}{2(1+\gamma)} = \frac{V_0}{1+\gamma} \quad (3.71)$$

この基本剛性状態でも、構造物の力学的エネルギー準位  $[E_A(t) + E_K(t)]$  は一定値となるが、初期状態に比べ  $\frac{1}{1+\gamma}$  となる。

(d) 硬化剛性範囲  $[T_2 \leq t < T_3]$

$$E_A(t) = \int_{T_2}^t m \ddot{x}_H(\tau - T_2) \dot{x}_H(\tau - T_2) d\tau = \frac{mv_0^2}{2(1+\gamma)} \cos^2\{\omega_H(t - T_2)\} \quad (3.72)$$

$$E_K(t) = \int_{T_2}^t k x_H(\tau - T_2) \dot{x}_H(\tau - T_2) d\tau = \frac{mv_0^2}{2(1+\gamma)} \sin^2\{\omega_H(t - T_2)\} \quad (3.73)$$

$$E_A(t) + E_K(t) = \frac{V_0}{1+\gamma} \quad (3.74)$$

この硬化剛性区間では、直前の基本剛性状態での力学的エネルギー準位値が保持される。

(e) 基本剛性範囲  $[T_3 \leq t < T_4]$

$[T_3]$  時刻のひずみエネルギーの一部は可変剛性装置の吸収エネルギーになる。

$$\Delta E_{AC}(T_3^+) = \frac{\gamma V_0}{(1+\gamma)^2} \quad (3.75)$$

可変剛性装置の吸収エネルギー量の累積量は次のようになる。

$$E_{AC}(T_3) = \Delta E_{AC}(T_1^+) + \Delta E_{AC}(T_3^+) = \frac{\gamma V_0}{1+\gamma} + \frac{\gamma V_0}{(1+\gamma)^2} \quad (3.76)$$

その結果、構造物のひずみエネルギーは次のようになる。

$$E_K(T_3) = \frac{mv_0^2}{2(1+\gamma)^2} = \frac{V_0}{(1+\gamma)^2} \quad (3.77)$$

同様に、この基本剛性区間での運動エネルギーとひずみエネルギーは次のように求められる。

$$E_A(t) = \int_{T_3}^t m \ddot{x}_F(\tau - T_3) \dot{x}_F(\tau - T_3) d\tau = \frac{mv_0^2}{2(1+\gamma)^2} \sin^2\{\omega_F(t - T_3)\} \quad (3.78)$$

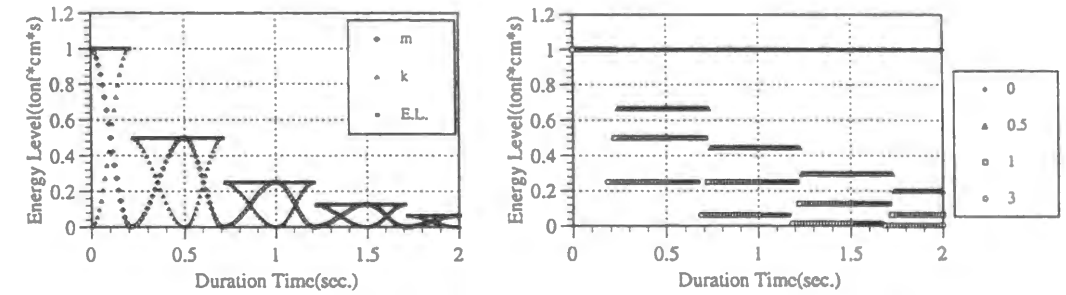
$$E_K(t) = \int_{T_3}^t k x_F(\tau - T_3) \dot{x}_F(\tau - T_3) d\tau = \frac{mv_0^2}{2(1+\gamma)^2} \cos^2\{\omega_F(t - T_3)\} \quad (3.79)$$

$$E_A(t) + E_K(t) = \frac{V_0}{(1+\gamma)^2} \quad (3.80)$$

以上の運動エネルギーとひずみエネルギー、及び力学的エネルギー準位の、可変剛性倍率を1.0とした場合の時刻歴を図示する。また、可変剛性倍率の違いによる自由振動過程での力学的エネルギー準位の時刻歴を示す(図3.6)。

硬化剛性状態では、始端での運動エネルギーが終端でひずみエネルギーに変換され、基本剛性状態では、始端でのひずみエネルギーが終端で運動エネルギーに変換される。各線形区間では、力学的エネルギー準位は一定になるが、硬化剛性から基本剛性に切り換えられるたびに力学的エネルギー準位が低減する。

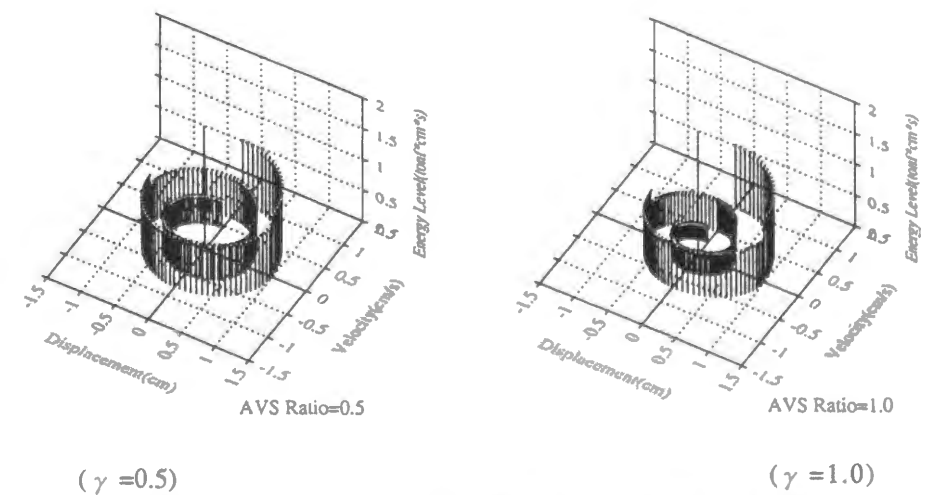
また、速度、変位応答で構成した相平面に、ここでの力学的エネルギー準位を直交する座標として加えた相空間において、可変剛性倍率を0.5, 1.0としたSDOF-AVSモデルの応答軌跡を示す(図3.7)。



運動エネルギーとひずみエネルギーの関係

可変剛性倍率の影響

図3.6 力学的エネルギー準位の時刻歴



( $\gamma = 0.5$ )

( $\gamma = 1.0$ )

図3.7 力学的エネルギー準位を加えた自由振動の軌道

これらの力学的エネルギー準位に関する考察からSDOF-AVSモデルの次の動的応答特性が導かれる。

〔特性-5〕 半サイクルおきに、硬化剛性から基本剛性に切換えられる瞬間に、構造物の力学的エネルギー準位値はそれ以前に比べ  $[1/(1+\gamma)]$  になる。

即ち、力学的エネルギー準位の低減評価関数は1サイクルで  $1/(1+\gamma)^2$  となり、速度、変位応答での低減評価関数は〔特性-2〕で示したように1サイクルで  $1/(1+\gamma)$  になることと比較すると、応答値に関する低減比率に対し2乗の関係となる。

〔特性-6〕 このエネルギー吸収は自由振動の半サイクルごとに繰り返されるため、 $\infty$  サイクル後の可変剛性装置の吸収エネルギー量は次の無限級数和で表わされる。

$$E_{AC} = \frac{\gamma m v_0^2}{2} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{1}{(1+\gamma)^i} = \frac{m v_0^2}{2} = V_0 \quad (3.81)$$

これは初期速度として与えられた振動エネルギー量がすべて可変剛性装置に吸収されることを示している。

### 3.4 区間共振型正弦波外乱による強制振動

地震動における正負交番繰返し特性を簡略に模擬した正弦波外乱では、過渡応答過程を解析解で記述でき、閉形解により動的応答特性が証明できる。可変剛性システムを導入した構造物を1自由度可変剛性構造(SDOF-AVS)モデルとすると、その応答過程は、硬化剛性と基本剛性の切換え系となる。そして、自律型適応制御では、各々の剛性切換え時において、初期速度、初期変位条件が設定されたため、各剛性切換え時刻での応答を最大にする共振正弦波と共振応答は次のように記述できる。

特性-1：1自由度線形モデルの初期速度条件での共振正弦波と共振応答

速度条件	$0 \leq v_0$	$v_0 \leq 0$
正弦波の位相	$\phi = \frac{\pi}{2}$	$\phi = \frac{3\pi}{2}$
共振正弦波	$f(t) = \cos(\omega_N t)$	$f(t) = -\cos(\omega_N t)$
共振変位応答	$x(t) = \left( \frac{ v_0 }{\omega_N} + \frac{t}{2\omega_N} \right) \sin(\omega_N t)$	$x(t) = -\left( \frac{ v_0 }{\omega_N} + \frac{t}{2\omega_N} \right) \sin(\omega_N t)$
共振速度応答	$\dot{x}(t) = \left(  v_0  + \frac{t}{2} \right) \cos(\omega_N t)$	$\dot{x}(t) = -\left(  v_0  + \frac{t}{2} \right) \cos(\omega_N t)$

特性-2：1自由度線形モデルの初期変位条件での共振正弦波と共振応答

変位条件	$0 \leq d_0$	$d_0 \leq 0$
正弦波の位相	$\phi = \pi$	$\phi = 2\pi$
共振正弦波	$f(t) = -\sin(\omega_N t)$	$f(t) = \sin(\omega_N t)$
共振変位応答	$x(t) = \left(  d_0  + \frac{t}{2\omega_N} \right) \cos(\omega_N t)$	$x(t) = -\left(  d_0  + \frac{t}{2\omega_N} \right) \cos(\omega_N t)$
共振速度応答	$\dot{x}(t) = -\left( \omega_N  d_0  + \frac{t}{2} \right) \sin(\omega_N t)$	$\dot{x}(t) = \left( \omega_N  d_0  + \frac{t}{2} \right) \sin(\omega_N t)$

本節では、1自由度可変剛性構造モデルに対する極限的な外乱として、中村恒善により考案された区間共振型正弦波を導入し、その過渡応答過程を解析解列で記述し、SDOF-AVSモデルの動的応答特性を評価する。即ち、定常応答過程が存在することを証明し、その定常応答振幅値を可変剛性倍率の関数で導出する。また、力学的エネルギー準位に関しても検討する。

#### 3.4.1 区間共振型正弦波

自律型適応制御は、SDOF-AVSモデルの硬化剛性区間を初期速度条件、基本剛性区間を初期変位条件に設定する。SDOF-AVSモデルの各線形区間の共振正弦波は、剛性切換え時の応答条件に依存して位相特性が設定される。以下では、1サイクルでの応答過程を考察する。

(a) 基本剛性-1  $[T_0 \leq t \leq T_1]$

自律型適応制御の剛性切換え条件から、始端時刻  $[T_0]$  での応答値を次のように設定する。

$$x_F(T_0) = d_0 > 0 \quad (3.82)$$

$$\dot{x}_F(T_0) = 0 \quad (3.83)$$

この初期変位条件での共振正弦波は、〔特性-2〕から、次のようになる。

$$f(t) = -\sin\{\omega_F(t - T_0)\} \quad (3.84)$$

この基本剛性での終端時刻  $[T_1]$  での速度、変位応答値は次のように求められる。

$$x_F(T_1) = 0 \quad (3.85)$$

$$\dot{x}_F(T_1) = -\left( d_0 \omega_F + \frac{\pi}{4\omega_F} \right) < 0 \quad (3.86)$$

(b) 硬化剛性-1  $[T_1 \leq t \leq T_2]$

始端時刻  $[T_1]$  では、基本剛性における終端時刻での応答状態が保持されており、この初期速度条件での共振正弦波は、〔特性-1〕から、次のようになる。

$$f(t) = -\cos\{\omega_H(t - T_1)\} \quad (3.87)$$

この硬化剛性での終端時刻  $[T_2]$  における速度、変位応答値は次のように求められる。

$$x_H(T_2) = \frac{\dot{x}_F(T_1)}{\omega_H} - \frac{\pi}{4\omega_H^2} < 0 \quad (3.88)$$

$$\dot{x}_H(T_2) = 0 \quad (3.89)$$

(c) 基本剛性-2  $[T_2 \leq t \leq T_3]$

始端時刻  $[T_2]$  では、硬化剛性の終端時刻での応答状態が保持されており、共振正弦波は、〔特性-2〕から、次のようになる。

$$f(t) = \sin\{\omega_F(t - T_2)\} \quad (3.90)$$

終端時刻  $[T_3]$  での応答値は次のように求められる。

$$x_F(T_3) = 0 \quad (3.91)$$

$$\dot{x}_F(T_3) = -\left\{x_H(T_2)\omega_F - \frac{\pi}{4\omega_F}\right\} > 0 \quad (3.92)$$

(d) 硬化剛性 - 2  $[T_3 \leq t \leq T_4]$

始端時刻  $[T_3]$  では、基本剛性の終端時刻での応答状態が保持されており、共振正弦波は、[特性-1] から、次のようになる。

$$f(t) = \cos\{\omega_H(t - T_3)\} \quad (3.93)$$

終端時刻  $[T_4]$  での応答値は次のように求められる。

$$x_H(T_4) = \frac{\dot{x}_F(T_3)}{\omega_H} + \frac{\pi}{4\omega_H^2} > 0 \quad (3.94)$$

$$\dot{x}_H(T_4) = 0 \quad (3.95)$$

この共振正弦波の特性は、次のようにまとめられる。

#### SDOF-AVSモデルの区間共振型正弦波

自律型適応制御によるSDOF-AVSモデルにおいて、正弦波集合を外乱集合としたとき、剛性切換え時刻の応答値が解析解での上限値に一致する正弦波は、1/4サイクルごとの各固有振動数に同調する区間共振型正弦波となる。

各剛性切換え時刻での区間共振型正弦波の振幅値は連続的に変化するため、区間共振型正弦波は構造物の応答に不連続を生じさせない。

表3.3 剛性切換え時刻での区間共振型正弦波の値

区間共振型正弦波	始端時刻	終端時刻
$[T_0 \leq t \leq T_1]$	$f(t) = -\sin\{\omega_F(t - T_0)\}$	$-\sin(0) = 0$
$[T_1 \leq t \leq T_2]$	$f(t) = -\cos\{\omega_H(t - T_1)\}$	$-\cos(0) = -1$
$[T_2 \leq t \leq T_3]$	$f(t) = \sin\{\omega_F(t - T_2)\}$	$\sin(0) = 0$
$[T_3 \leq t \leq T_4]$	$f(t) = \cos\{\omega_H(t - T_3)\}$	$\cos(0) = 1$

#### SDOF-AVSモデルの区間共振型正弦波の周期

区間共振型正弦波の1サイクルに要する時間を区間共振型正弦波の周期とする。

$$T_R = \frac{1}{2}(T_H + T_F) = \frac{1 + \sqrt{1 + \gamma}}{2\sqrt{1 + \gamma}} T_F = \frac{1 + \sqrt{1 + \gamma}}{2} T_H \quad (3.96)$$

この周期はSDOF-AVSモデルの擬似固有周期と一致する。擬似周期を1.0秒とし、各種の可変剛性倍率を設定した区間共振型正弦波を図示する。

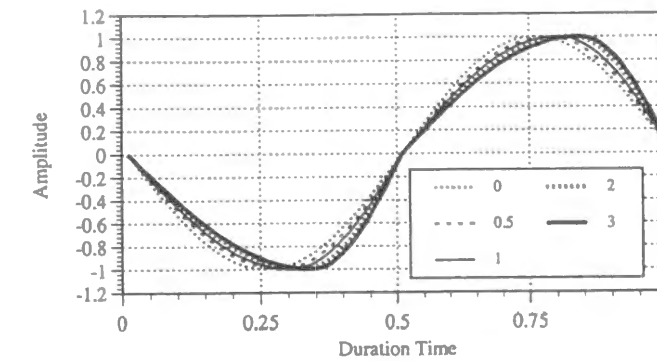


図3.8 区間共振型正弦波

#### 3.4.2 区間共振型正弦波による過渡応答過程

自律型適応制御の剛性切換え条件のもとで、SDOF-AVSモデルは区間線形系として振る舞う。各剛性状態の強制加振における応答過程は次のように記述できる。

(a) 硬化剛性状態

$$\ddot{x}_H(t) + \omega_H^2 x_H(t) = f_H(t) \quad (3.97)$$

$$\omega_H^2 = \frac{k + k_C}{m} \quad (3.98)$$

(b) 基本剛性状態

$$\ddot{x}_F(t) + \omega_F^2 x_F(t) = f_F(t) \quad (3.99)$$

$$\omega_F^2 = \frac{k}{m} \quad (3.100)$$

可変剛性装置の設計指標として剛性比例倍率を定義する。

$$\gamma = \frac{k_C}{k} \quad (3.101)$$

##### 3.4.2.1 硬化剛性区間-1

外力が作用する以前  $[t < 0]$  に構造物は静止状態にあり、硬化剛性が設定される。ここでは、静止状態からの共振正弦波を次のように設定する。

$$f(t) = -F \sin(\omega_H t) \quad [0 \leq t \leq T_1] \quad (3.102)$$



位相を零に設定した共振正弦波による強制加振で、静止条件を満たす完全解は、前項での共振応答の特性から、次のように表される。

$$x_H(t) = \frac{Ft}{2\omega_H} \cos(\omega_H t) \quad (3.103)$$

$$\dot{x}_H(t) = -\frac{Ft}{2} \sin(\omega_H t) \quad (3.104)$$

$$\ddot{x}_H(t) = -\frac{F\omega_H t}{2} \cos(\omega_H t) \quad (3.105)$$

剛性切換え後に、最初に速度応答値が零になる条件から、切換え時刻 $[T_1]$ が求められる。

$$T_1 = \frac{\pi}{\omega_H} \quad (3.106)$$

最初の硬化剛性の継続時間は1/2サイクルで、この切換え時刻での応答値は次のようになる。

$$x_H(T_1) = -\frac{F\pi}{2\omega_H^2} \quad (3.107)$$

$$\dot{x}_H(T_1) = 0 \quad (3.108)$$

$$\ddot{x}_H(T_1) = \frac{F\pi}{2} \quad (3.109)$$

この終端時刻の応答は、後続の基本剛性の初期変位条件を与える。

### 3.4.2.2 基本剛性区間-1

硬化剛性から基本剛性への切換え時刻 $[T_1]$ には、剛性切換え条件から、速度応答値が零で、初期変位条件が設定される。初期変位条件での共振正弦波は、[特性-2]から次のようになる。

$$f(t) = F \sin\{\omega_F(t - T_1)\} \quad (3.110)$$

線形区間 $[T_1 \leq t \leq T_2]$ における共振応答は次のようになる。

$$\begin{aligned} x_F(t) &= \left( x_F(T_1) - F \frac{t - T_1}{2\omega_F} \right) \cos\{\omega_F(t - T_1)\} \\ &= -F \left( \frac{\pi}{2\omega_H^2} + \frac{t - T_1}{2\omega_F} \right) \cos\{\omega_F(t - T_1)\} \end{aligned} \quad (3.111)$$

$$\begin{aligned} \dot{x}_F(t) &= \left( -\omega_F x_F(T_1) + F \frac{t - T_1}{2} \right) \sin\{\omega_F(t - T_1)\} \\ &= F \left( \frac{\omega_F \pi}{2\omega_H^2} + \frac{t - T_1}{2} \right) \sin\{\omega_F(t - T_1)\} \end{aligned} \quad (3.112)$$

$$\begin{aligned} \ddot{x}_F(t) &= \left( -\omega_F^2 x_F(T_1) + F \omega_F \frac{t - T_1}{2} \right) \cos\{\omega_F(t - T_1)\} \\ &= F \left( \frac{\omega_F^2 \pi}{2\omega_H^2} + \omega_F \frac{t - T_1}{2} \right) \cos\{\omega_F(t - T_1)\} \end{aligned} \quad (3.113)$$

自律型適応制御での剛性切換え条件である、変位応答値が $[T_1]$ 時刻以降において最初に零になる条件から、終端時刻 $[T_2]$ が求められる。

$$T_2 = T_1 + \frac{\pi}{2\omega_F} \quad (3.114)$$

この終端時刻での応答値を求める。

$$x_F(T_2) = 0 \quad (3.115)$$

$$\dot{x}_F(T_2) = F \left( \frac{\omega_F \pi}{2\omega_H^2} + \frac{\pi}{4\omega_F} \right) \quad (3.116)$$

$$\ddot{x}_F(T_2) = 0 \quad (3.117)$$

### 3.4.2.3 硬化剛性区間-2

基本剛性から硬化剛性への切換え時刻 $[T_2]$ には、変位応答値が零で、初期速度条件が設定される。初期速度条件での共振正弦波は、[特性-1]から次のようになる。

$$f(t) = -F \cos\{\omega_H(t - T_2)\} \quad (3.118)$$

線形区間 $[T_2 \leq t \leq T_3]$ における共振応答は次のようになる。

$$\begin{aligned} x_H(t) &= \left\{ \frac{\dot{x}_H(T_2)}{\omega_H} + F \frac{t - T_2}{2\omega_H} \right\} \sin\{\omega_H(t - T_2)\} \\ &= F \left\{ \frac{\omega_F \pi}{2\omega_H^3} + \frac{\pi}{4\omega_H \omega_F} + \frac{t - T_2}{2\omega_H} \right\} \sin\{\omega_H(t - T_2)\} \end{aligned} \quad (3.119)$$

$$\begin{aligned} \dot{x}_H(t) &= \left\{ \dot{x}_H(T_2) + F \frac{t - T_2}{2} \right\} \cos\{\omega_H(t - T_2)\} \\ &= F \left\{ \frac{\omega_F \pi}{2\omega_H^2} + \frac{\pi}{4\omega_F} + \frac{t - T_2}{2} \right\} \cos\{\omega_H(t - T_2)\} \end{aligned} \quad (3.120)$$

$$\begin{aligned} \ddot{x}_H(t) &= \left\{ -\omega_H \dot{x}_H(T_2) - F \omega_H \frac{t - T_2}{2} \right\} \sin\{\omega_H(t - T_2)\} \\ &= -F \left\{ \frac{\omega_F \pi}{2\omega_H} + \frac{\omega_H \pi}{4\omega_F} + \omega_H \frac{t - T_2}{2} \right\} \sin\{\omega_H(t - T_2)\} \end{aligned} \quad (3.121)$$

終端時刻は、基本剛性への切換え条件から求められる。

$$T_3 = T_2 + \frac{\pi}{2\omega_H} \quad (3.122)$$

この終端時刻での応答値は次のようになる。

$$x_H(T_3) = F \left\{ \frac{\omega_F \pi}{2\omega_H^3} + \frac{\pi}{4\omega_H \omega_F} + \frac{\pi}{4\omega_H^2} \right\} \quad (3.123)$$

$$\dot{x}_H(T_3) = 0 \quad (3.124)$$

$$\ddot{x}_H(T_3) = -F \left\{ \frac{\omega_F \pi}{2\omega_H} + \frac{\omega_H \pi}{4\omega_F} + \frac{\pi}{4} \right\} \quad (3.125)$$

以上の解析解列からは、以下の可変剛性構造モデルの応答特性が認められる。

#### SDOF-AVSモデルの応答特性-1：剛性切換え時刻

区間共振型正弦波での剛性切換え時刻は入力レベル(F)に依存しない。

#### SDOF-AVSモデルの応答特性-2：応答倍率

入力レベルに対する応答レベルの応答倍率は入力レベル(F)に依存しない。

この特性は線形系の基本的な特性に基づくものであり、外乱の特性に依存しないため、地震波による応答でも成り立つ一般的特性である。また、1サイクルでの振幅変化に関する漸化式が導かれる。

#### SDOF-AVSモデルの特性-3：共振応答過程の漸化式

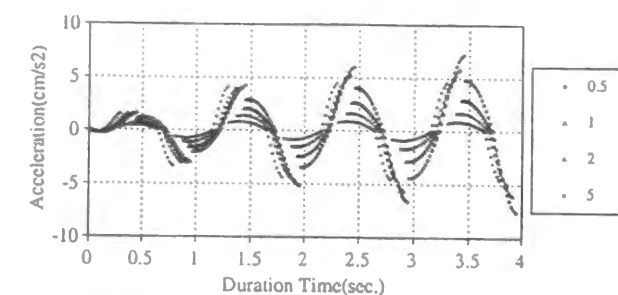
区間共振型正弦波による1サイクルでの変位応答の漸化式

$$x_H(T_4) = \frac{\omega_F^2 x_F(T_0)}{\omega_H^2} + \frac{\pi(\omega_H + \omega_F)^2}{4\omega_H^3 \omega_F} \quad (3.126)$$

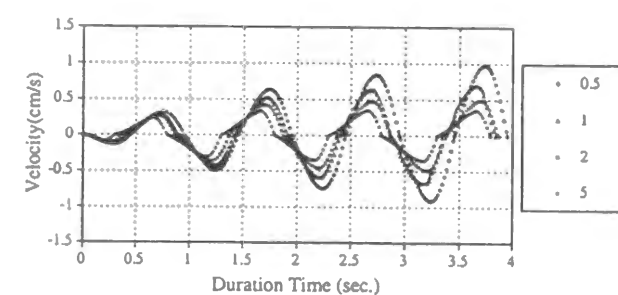
区間共振型正弦波による1サイクルでの速度応答の漸化式

$$\dot{x}_F(T_5) = \frac{\omega_F^2 \dot{x}_H(T_1)}{\omega_H^2} + \frac{\pi}{4} \left( \frac{1}{\omega_H} + \frac{1}{\omega_F} \right) \left( \frac{\omega_F^2}{\omega_H^2} + 1 \right) \quad (3.127)$$

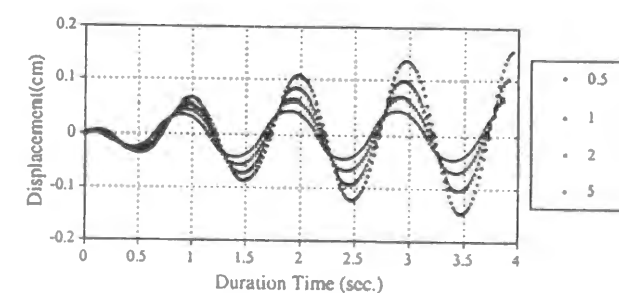
解析解列をもとに、剛性比例倍率を0.5, 1.0, 2.0, 5.0とした応答時刻歴を図示する。



加速度応答値



速度応答値



変位応答値

図3.9 区間共振型正弦波による過渡応答

### 3.4.3 区間共振型正弦波による定常応答

本項では、自律型適応制御によるSDOF-AVSモデルの区間共振型正弦波による応答過程において、定常応答過程が存在することを証明し、その定常応答振幅を剛性比例倍率の関数で表す。

#### 3.4.3.1 定常応答過程の存在の証明

前項で導いた(3.126), (3.127)式の1サイクルでの速度、変位応答の漸化式をもとに、速度、変位応答の1サイクルにおける振幅増分に関する漸化式を導く。

$$\dot{x}_H(T_{i+1}) - \dot{x}_H(T_i) = \frac{1}{1+\gamma} \{ \dot{x}_H(T_i) - \dot{x}_H(T_{i-1}) \} \quad (3.128)$$

$$x_F(T_{j+1}) - x_F(T_j) = \frac{1}{1+\gamma} \{ x_F(T_j) - x_F(T_{j-1}) \} \quad (3.129)$$

この漸化式をもとにNサイクル後の振幅増分を最初の第1サイクルでの振幅増分で表す。

$$\dot{x}_H(T_N) - \dot{x}_H(T_{N-1}) = \frac{\dot{x}_H(T_1) - \dot{x}_H(T_0)}{(1+\gamma)^{N-1}} \quad (3.130)$$

この漸化式をもとに、Nサイクル後の速度振幅値が導かれる。

$$\dot{x}_H(T_{N+1}) = \dot{x}_H(T_1) + \{ \dot{x}_H(T_1) - \dot{x}_H(T_0) \} \sum_{i=1}^{N-1} \left( \frac{1}{1+\gamma} \right)^i \quad (3.131)$$

この結果をもとに、無限時間後 $[N \rightarrow \infty]$ の速度振幅を定常振幅として求める。

$$\text{無限級数和の公式} \quad \sum_{i=1}^{\infty} x^i = \frac{x}{1-x} \quad [ \because |x| < 1 ] \quad (3.132)$$

$$x = \frac{1}{1+\gamma} < 1 \quad (3.133)$$

$$\sum_{i=1}^{\infty} \left( \frac{1}{1+\gamma} \right)^i = \frac{1}{\gamma} \quad (3.134)$$

$$\dot{x}_H(T_{\infty}) = \frac{1+\gamma}{\gamma} \dot{x}_H(T_1) - \frac{\dot{x}_H(T_0)}{\gamma} \quad (3.135)$$

導かれた定常速度振幅は、剛性比例倍率が正値 $[0 < \gamma]$ であれば、有限値となる。このことから、区間共振型正弦波によるSDOF-AVSモデルの応答過程に関する重要な特性が導かれる。

#### SDOF-AVSモデルの特性4：区間共振型正弦波による定常応答

自律型適応制御によるSDOF-AVSモデルの、区間共振型正弦波による応答では、剛性比例倍率が正値 $[0 < \gamma]$ であれば、定常応答過程が存在する。

### 3.4.3.2 定常応答振幅の誘導

自律型適応制御によるSDOF-AVSモデルにおいては、区間共振型正弦波による定常応答過程が存在することが証明されたので、以下では、その定常振幅値と可変剛性倍率の関係を導く。定常応答過程での剛性切換え時刻列を $[T_{ST0}, T_{ST1}, T_{ST2}, T_{ST3}, T_{ST4}]$ とする。

$[T_{ST0}]$ 時刻以後を基本剛性から始まる定常応答過程と想定する。

(a) 基本剛性： $(T_{ST0} \leq t \leq T_{ST1})$  ( $\phi_F = \pi + 2n\pi$ )

$$x_F(t) = \left\{ x_F(T_{ST0}) - F \frac{t - T_{ST0}}{2\omega_F} \right\} \cos\{\omega_F(t - T_{ST0})\} \quad (3.136)$$

$$\dot{x}_F(t) = \left\{ -\omega_F x_F(T_{ST0}) + F \frac{t - T_{ST0}}{2} \right\} \sin\{\omega_F(t - T_{ST0})\} \quad (3.137)$$

$$\ddot{x}_F(t) = \left\{ -\omega_F^2 x_F(T_{ST0}) + F \omega_F \frac{t - T_{ST0}}{2} \right\} \cos\{\omega_F(t - T_{ST0})\} \quad (3.138)$$

速度応答値と加速度応答値、及び変位応答値と速度応答値の関係は次式の楕円方程式となる。

$$\dot{x}_F(t)^2 + \left\{ \frac{\ddot{x}_F(t)}{\omega_F} \right\}^2 = \left\{ \omega_F x_F(T_{ST0}) - F \frac{t - T_{ST0}}{2} \right\}^2 \quad (3.139)$$

$$x_F(t)^2 + \left\{ \frac{\dot{x}_F(t)}{\omega_F} \right\}^2 = \left\{ x_F(T_{ST0}) - F \frac{t - T_{ST0}}{2\omega_F} \right\}^2 \quad (3.140)$$

終端時刻 $[T_{ST1}]$ での速度応答値は次のようになる。

$$\dot{x}_F(T_{ST1}) = \left\{ -\omega_F x_F(T_{ST0}) + \frac{F\pi}{4\omega_F} \right\} \quad (3.141)$$

(b) 硬化剛性： $(T_{ST1} \leq t \leq T_{ST2})$  ( $\phi_H = 3\pi/2 + 2n\pi$ )

変位、速度、加速度応答値は次のようになる。

$$x_H(t) = \left\{ \frac{\dot{x}_H(T_{ST1})}{\omega_H} + F \frac{t - T_{ST1}}{2\omega_H} \right\} \sin\{\omega_H(t - T_{ST1})\} \quad (3.142)$$

$$\dot{x}_H(t) = \left\{ \dot{x}_H(T_{ST1}) + F \frac{t - T_{ST1}}{2} \right\} \cos\{\omega_H(t - T_{ST1})\} \quad (3.143)$$

$$\ddot{x}_H(t) = \left\{ -\omega_H \dot{x}_H(T_{ST1}) - F \omega_H \frac{t - T_{ST1}}{2} \right\} \sin\{\omega_H(t - T_{ST1})\} \quad (3.144)$$

速度応答値と加速度応答値、及び変位応答値と速度応答値の関係は次式の楕円方程式となる。

$$\dot{x}_H(t)^2 + \left\{ \frac{\ddot{x}_H(t)}{\omega_H} \right\}^2 = \left\{ \dot{x}_H(T_{ST1}) + F \frac{t - T_{ST1}}{2} \right\}^2 \quad (3.145)$$

$$x_H(t)^2 + \left\{ \frac{\dot{x}_H(t)}{\omega_H} \right\}^2 = \left\{ \frac{\dot{x}_H(T_{ST1})}{\omega_H} + F \frac{t - T_{ST1}}{2\omega_H} \right\}^2 \quad (3.146)$$

終端時刻での変位応答値は次のようになる。

$$x_H(T_{ST2}) = \left\{ -\frac{\omega_F x_F(T_{ST0})}{\omega_H} + \frac{F\pi}{4\omega_H\omega_F} + \frac{F\pi}{4\omega_H^2} \right\} \quad (3.147)$$

(c) 基本剛性：(  $T_{ST2} \leq t \leq T_{ST3}$  ) (  $\phi_F = 2\pi + 2n\pi$  )  
変位、速度、加速度応答値は次のようになる。

$$x_F(t) = \left\{ x_F(T_{ST2}) + F \frac{t - T_{ST2}}{2\omega_F} \right\} \cos\{\omega_F(t - T_{ST2})\} \quad (3.148)$$

$$\dot{x}_F(t) = \left\{ -\omega_F x_F(T_{ST2}) - F \frac{t - T_{ST2}}{2} \right\} \sin\{\omega_F(t - T_{ST2})\} \quad (3.149)$$

$$\ddot{x}_F(t) = \left\{ -\omega_F^2 x_F(T_{ST2}) - F \omega_F \frac{t - T_{ST2}}{2} \right\} \cos\{\omega_F(t - T_{ST2})\} \quad (3.150)$$

速度応答値と加速度応答値、及び変位応答値と速度応答値の関係は次式の楕円方程式となる。

$$\dot{x}_F(t)^2 + \left\{ \frac{\ddot{x}_F(t)}{\omega_F} \right\}^2 = \left\{ \omega_F x_F(T_{ST2}) + F \frac{t - T_{ST2}}{2} \right\}^2 \quad (3.151)$$

$$x_F(t)^2 + \left\{ \frac{\dot{x}_F(t)}{\omega_F} \right\}^2 = \left\{ x_F(T_{ST2}) + F \frac{t - T_{ST2}}{2\omega_F} \right\}^2 \quad (3.152)$$

終端時刻での速度応答値は次のようになる。

$$\dot{x}_F(T_{ST3}) = \left\{ \frac{\omega_F^2 x_F(T_{ST0})}{\omega_H} - \frac{F\pi\omega_F}{4\omega_H^2} - \frac{F\pi}{4\omega_F} - \frac{F\pi}{4\omega_H} \right\} \quad (3.153)$$

(d) 硬化剛性：(  $T_{ST3} \leq t \leq T_{ST4}$  ) (  $\phi_H = 5\pi/2 + 2n\pi$  )  
変位、速度、加速度応答値は次のようになる。

$$x_H(t) = \left\{ \frac{\dot{x}_H(T_{ST3})}{\omega_H} - F \frac{t - T_{ST3}}{2\omega_H} \right\} \sin\{\omega_H(t - T_{ST3})\} \quad (3.154)$$

$$\dot{x}_H(t) = \left\{ \dot{x}_H(T_{ST3}) - F \frac{t - T_{ST3}}{2} \right\} \cos\{\omega_H(t - T_{ST3})\} \quad (3.155)$$

$$\ddot{x}_H(t) = \left\{ -\omega_H \dot{x}_H(T_{ST3}) + F \omega_H \frac{t - T_{ST3}}{2} \right\} \sin\{\omega_H(t - T_{ST3})\} \quad (3.156)$$

速度応答値と加速度応答値、及び変位応答値と速度応答値の関係は次式の楕円方程式となる。

$$\dot{x}_H(t)^2 + \left\{ \frac{\ddot{x}_H(t)}{\omega_H} \right\}^2 = \left\{ \dot{x}_H(T_{ST3}) + \frac{t - T_{ST3}}{2} \right\}^2 \quad (3.157)$$

$$x_H(t)^2 + \left\{ \frac{\dot{x}_H(t)}{\omega_H} \right\}^2 = \left\{ \frac{\dot{x}_H(T_{ST3})}{\omega_H} + \frac{t - T_{ST3}}{2\omega_H} \right\}^2 \quad (3.158)$$

終端時刻での変位応答値は次のようになる。

$$x_H(T_{ST4}) = \left\{ \frac{\omega_F^2 x_F(T_{ST0})}{\omega_H^2} - \frac{F\pi\omega_F}{4\omega_H^3} - \frac{F\pi}{4\omega_H\omega_F} - \frac{F\pi}{2\omega_H^2} \right\} \quad (3.159)$$

以上の剛性切換え時刻での応答値に対し、定常応答過程としての条件を設定する。

$$x_F(T_{ST0}) = x_H(T_{ST4}) \quad (3.160)$$

この条件から、定常変位振幅が求められる。

$$x_F(T_{ST0}) = -\frac{F\pi(\omega_H + \omega_F)}{4\omega_F\omega_H(\omega_H - \omega_F)} \quad (3.161)$$

可変剛性倍率に関する変数  $c = \sqrt{1+\gamma}$  を導入し、定常変位振幅を記述する。

$$x_F(T_{ST0}) = -\frac{F(c+1)\pi}{4c(c-1)\omega_F^2} \quad (3.162)$$

これを  $[T_{ST2}]$  時刻での硬化剛性状態での終端時刻と基本剛性状態での始端時刻の加速度応答値に代入する。

$$\ddot{x}_H(T_{ST2}) = \left\{ \omega_H\omega_F x_F(T_{ST0}) - \frac{F\pi\omega_H}{4\omega_F} - \frac{F\pi}{4} \right\} = -\frac{F\pi c(c+1)}{4(c-1)} \quad (3.163)$$

$$\ddot{x}_F(T_{ST2}) = -\frac{F\pi(c+1)}{4c(c-1)} \quad (3.164)$$

同様にして定常速度振幅も、定常応答に関する条件から導かれる。

$$\dot{x}_H(T_{ST1}) = \frac{F(c^2+1)\pi}{4c(c-1)\omega_F} \quad (3.165)$$

導かれた定常応答値と過渡応答値の関係を図示する(図3.10)。

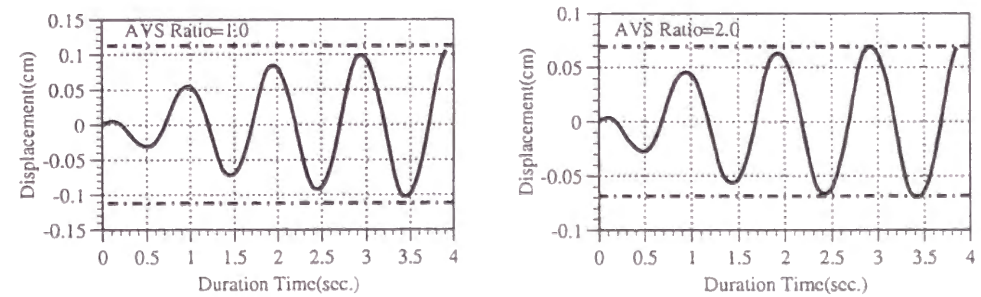


図3.10 区間共振型正弦波による過渡応答過程と定常応答値の関係



これらの結果をもとに、可変剛性倍率を1.0とした時の、加速度／速度応答、速度／変位応答の2種類の相平面での定常軌道を図示する。

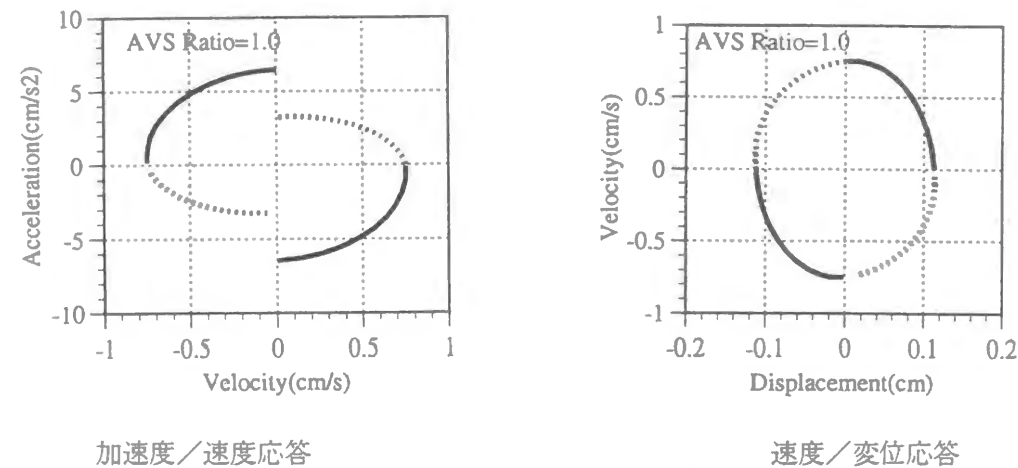


図3.11 相平面での定常軌道

可変剛性構造モデルの応答軌道の特性を示すために、速度応答と変位応答で構成した相平面で、基本剛性への切換え時の変位応答を初期条件とした基本剛性の自由振動の応答軌道(F/D)と、硬化剛性への切換え時の速度応答値を初期条件とした硬化剛性(H/V)での自由振動の応答軌道を併図した。この図から明らかなように、自由振動に比べ、区間共振型正弦波による強制振動下では応答軌道が外側に膨らむ傾向が認められる。

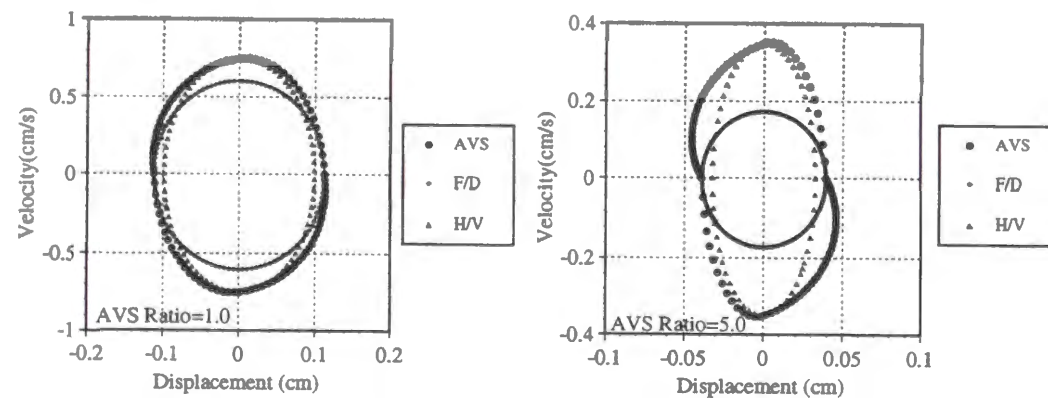


図3.12 相平面での定常軌道

以上のように、自律型適応制御によるSDOF-AVSモデルでの、区間共振型正弦波による定常応答過程における剛性切換え時の速度、変位振幅値が導かれる。

#### SDOF-AVSモデルの特性-5：区間共振型正弦波による定常応答振幅

SDOF-AVSモデルの区間共振型正弦波による定常応答過程での、剛性切換え時の振幅は可変剛性倍率の関数で表される。定常応答値は入力レベルに比例する。加速度応答値は、硬化剛性状態から基本剛性状態への切換えの瞬間に  $1/(1+\gamma)$  に低下する。

この剛性切換え時の定常振幅と可変剛性倍率の関係である(3.162), (3.165)式を入力波である区間共振型正弦波の速度、変位振幅に対する比率として求め、低減評価曲線として図示する。区間共振型正弦波は加速度波であり、その振幅値を  $F \text{ cm/s}^2$  としたことから、擬似固有円振動数をもとに、速度振幅は  $F/\omega_R$ 、変位振幅は  $F/\omega_R^2$  と考えられ、これらに対する速度、変位応答倍率を導出する。

$$\bar{x}_F(T_{ST0}) = \frac{c\pi}{c^2 - 1} \quad (3.166)$$

$$\bar{x}_H(T_{ST1}) = \frac{(c^2 + 1)\pi}{2(c^2 - 1)} \quad (3.167)$$

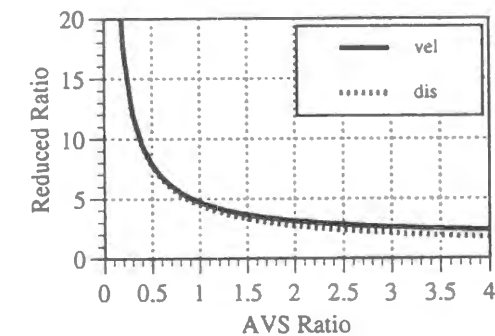


図3.13 低減評価曲線

#### SDOF-AVSモデルの特性-6：定常応答振幅の単調減少性

区間共振型正弦波によるSDOF-AVSモデルの定常応答振幅は、可変剛性倍率を大きくするほど、単調に減少する。

#### 3.4.4 定常応答過程における力学的エネルギー準位

振動系の応答過程を評価する尺度に力学的エネルギー準位がある。無減衰系での力学的エネルギー準位は運動エネルギーとひずみエネルギーの和で与えられる。

$$\begin{aligned} V(t) &= \int m \ddot{x}(t) \dot{x}(t) dt + \int k x(t) \dot{x}(t) dt \\ &= \frac{m \dot{x}(t)^2}{2} + \frac{k x(t)^2}{2} \end{aligned} \quad (3.168)$$

前項で求めた、定常応答過程の速度、変位応答から各時刻での力学的エネルギー準位を算定する。

(a) 基本剛性

$$V_F(t) = \frac{m \dot{x}_F(t)^2}{2} + \frac{k x_F(t)^2}{2} \quad (3.169)$$

(b) 硬化剛性

$$V_H(t) = \frac{m \dot{x}_H(t)^2}{2} + \frac{(1+\gamma)k x_H(t)^2}{2} \quad (3.170)$$



#### 3.4.4.1 各剛性状態での力学的エネルギー準位値

前章で規定した、定常応答過程での力学的エネルギー準位値は次のようになる。

(a) 基本剛性区間：[ $T_{ST0} \leq t < T_{ST1}$ ]

(3.136),(3.137)式の定常応答解と(3.160)式の始端時刻での変位応答値を(3.169)式に代入する。

$$V_F(t) = \frac{m}{2} \left( \frac{F(c+1)\pi}{4c(c-1)\omega_F} + F \frac{t - T_{ST0}}{2} \right)^2 \quad (3.171)$$

始端時刻[ $T_{ST0}$ ]、終端時刻[ $T_{ST1}$ ]での力学的エネルギー準位値は次のようになる。

$$V_F(T_{ST0}) = \frac{F^2 m \pi^2 (c+1)^2}{32 \omega_F^2 c^2 (c-1)^2} \quad (3.172)$$

$$V_F(T_{ST1}) = \frac{F^2 m \pi^2 (c^2 + 1)^2}{32 \omega_F^2 c^2 (c-1)^2} \quad (3.173)$$

(b) 硬化剛性区間：[ $T_{ST1} \leq t < T_{ST2}$ ]

(3.142), (3.143)式の定常応答解に(3.165)式の始端時刻での速度応答値を(3.170)式に代入する。

$$V_H(t) = \frac{m}{2} \left\{ \frac{F(c^2 + 1)\pi}{4c(c-1)\omega_F} + F \frac{t - T_{ST1}}{2} \right\}^2 \quad (3.174)$$

始端時刻[ $T_{ST1}$ ]、終端時刻[ $T_{ST2}$ ]での力学的エネルギー準位値は次のようになる。

$$V_H(T_{ST1}) = \frac{F^2 m \pi^2 (c^2 + 1)^2}{32 \omega_F^2 c^2 (c-1)^2} \quad (3.175)$$

$$V_H(T_{ST2}) = \frac{F^2 m \pi^2 (c+1)^2}{32 \omega_F^2 (c-1)^2} \quad (3.176)$$

各線形区間での力学的エネルギー準位値の増分を求め。

$$\Delta V_F = V_F(T_{ST1}) - V_F(T_{ST0}) = \frac{F^2 m \pi^2 (c^4 + c^2 - 2c)}{32 \omega_F^2 c^2 (c-1)^2} \quad (3.177)$$

$$\Delta V_H = V_H(T_{ST2}) - V_F(T_{ST1}) = \frac{F^2 m \pi^2 (2c^3 - c^2 - 1)}{32 \omega_F^2 c^2 (c-1)^2} \quad (3.178)$$

次に、半サイクルでの力学的エネルギー準位値の増分を求め。

$$\Delta V_F + \Delta V_H = \frac{F^2 m \pi^2 (c+1)^3}{32 \omega_F^2 c^2 (c-1)} \quad (3.179)$$

硬化剛性から基本剛性への切換え時刻における可変剛性装置の吸収エネルギー量を求め。

$$V_{AVS} = \frac{\gamma k x_H(T_{ST2})^2}{2} = \frac{F^2 m \pi^2 (c+1)^3}{32 \omega_F^2 c^2 (c-1)} \quad (3.180)$$

以上の力学的エネルギー準位値の比較から、SDOF-AVSモデルの定常応答過程の特性が導かれる。

SDOF-AVSモデルの特性-7：力学的エネルギー準位値の単調減少性

剛性切換え時刻のエネルギー準位の可変剛性倍率に関する微分値は負値であり、可変剛性倍率の増加に対して力学的エネルギー準位値は単調減少性を有する。

SDOF-AVSモデルの特性-8：可変剛性装置のエネルギー吸収性能

定常応答過程での区間共振型正弦波による力学的エネルギー準位値の増加量は、可変剛性装置の吸収エネルギー量と一致する。

$$V_{AVS} = \Delta V_F + \Delta V_H \quad (3.181)$$

応答値に関しては、入力波に対する応答倍率を低減評価曲線としたが、力学的エネルギー準位値に関しても、地動変位( $x_S$ )と地震力の積で表される仕事量( $W_S$ )を定義する。

$$x_S = \frac{F}{\omega_R^2} \quad (3.182)$$

$$W_S = m F x_S = \frac{m F^2}{\omega_R^2} \quad (3.183)$$

基本剛性の始端時刻と基本剛性、硬化剛性の終端時刻での力学的エネルギー準位値と(3.183)式の可変剛性装置の吸収エネルギー値の仕事量( $W_S$ )に対する比率を算定し、可変剛性倍率との関係を低減評価曲線として示す(図3.14)。

$$\bar{V}_H(T_{ST0}) = \frac{V_H(T_{ST0})}{W_S} = \frac{\pi^2}{8(c-1)^2} \quad (3.184)$$

$$\bar{V}_F(T_{ST1}) = \frac{V_F(T_{ST1})}{W_S} = \frac{\pi^2(c^2 + 1)^2}{8(c^2 - 1)^2} \quad (3.185)$$

$$\bar{V}_H(T_{ST2}) = \frac{V_H(T_{ST2})}{W_S} = \frac{\pi^2 c^2}{8(c-1)^2} \quad (3.186)$$

$$\bar{V}_{AVS} = \frac{V_{AVS}}{W_S} = \frac{\pi^2(c+1)}{8(c-1)} \quad (3.187)$$

(3.185),(3.186)式は、前節で導出した応答値に関する低減式を二乗した関係となっている。

基本剛性から硬化剛性に至る半サイクルでは力学的エネルギー準位値は単調増加し、その終端時刻( $T_{ST2}$ )に対する始端時刻( $T_{ST0}$ )の力学的エネルギー準位の比率( $R_{VH}$ )を算定する。また、終端時刻( $T_{ST2}$ )の力学的エネルギー準位のに対する可変剛性装置による吸収エネルギー値の比率( $R_{VAVS}$ )を算定する。

$$R_{VH} = \frac{1}{c^2} \quad (3.188)$$

$$R_{VAVS} = \frac{c^2 - 1}{c^2} \quad (3.189)$$

これらのエネルギーに関する比率値と可変剛性倍率の関係を図3.14に示す。

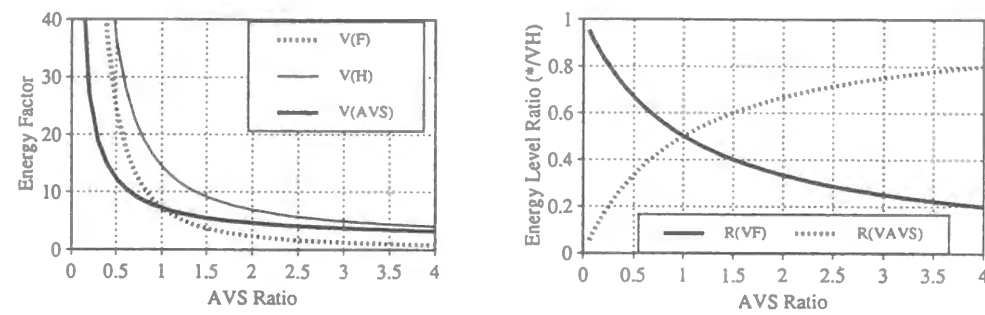


図3.14 力学的エネルギー準位に関する低減評価曲線

可変剛性倍率を大きくするほど、いずれの力学的エネルギー準位も小さくなる。基本剛性の始端時刻での力学的エネルギー準位と吸収エネルギー値の和が、硬化剛性状態の終端時刻での力学的エネルギー準位になる。硬化剛性状態の終端時刻での力学的エネルギー準位はこの定常振動状態で最大の力学的エネルギー準位であるが、可変剛性装置の吸収エネルギーは可変剛性倍率を大きくするとこの力学的エネルギー準位に漸近する。

#### 3.4.4.2 力学的エネルギー準位曲線

疑似固有円振動数( $\omega_R$ )を $2\pi/\text{sec}$ 、可変剛性倍率を1.0とした場合の、運動エネルギーとひずみエネルギーの時刻歴を示す(図3.15)。

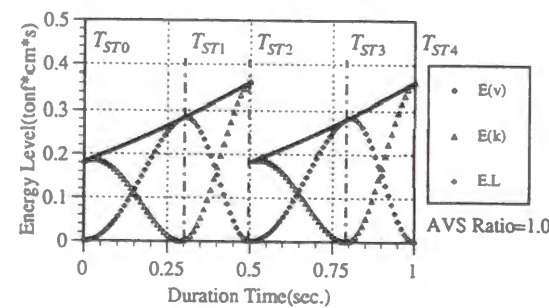
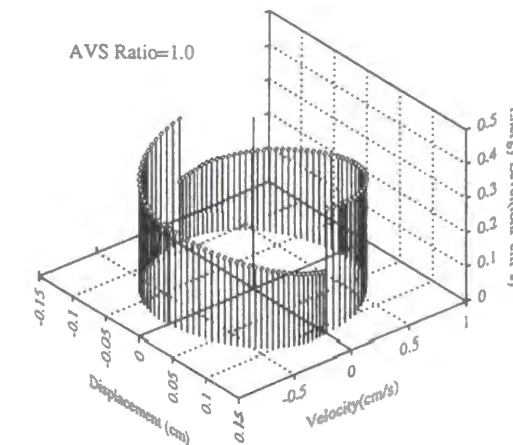


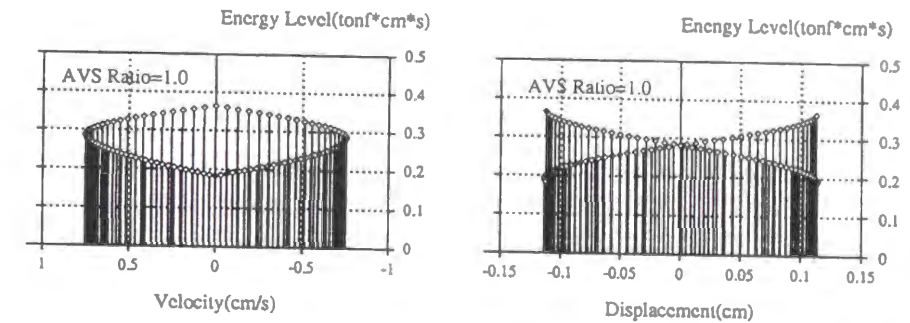
図3.15 運動エネルギーとひずみエネルギーの時刻歴 /  $\omega_R = 2\pi / \text{sec}$

運動エネルギーとひずみエネルギーの和である力学的エネルギー準位は基本剛性から硬化剛性に至る半サイクルで単調増加し、硬化剛性から基本剛性への切換え時刻では、ひずみエネルギーが局大値になっている。即ち、硬化剛性から基本剛性への切換え時刻は、可変剛性装置による吸収エネルギーを局大にする。

定常応答過程で算定した力学的エネルギー準位値を、相平面に直交する軸とした相空間において、力学的エネルギー準位曲線を図示する(図3.16)。



相空間



速度-力学的エネルギー準位平面

変位-力学的エネルギー準位平面

図3.16 力学的エネルギー準位曲線

相空間の力学的エネルギー準位軌道では、強制加振過程で連続的に増加した力学的エネルギー準位値は、速度応答値が零、即ち、硬化剛性から基本剛性への切換え時刻で低減する。この力学的エネルギー準位値の低減分は、前項で示したように、可変剛性装置による吸収エネルギー量となる。



### 3.5 結論

可変剛性システムを導入した構造物を1自由度可変剛性構造(SDOF-AVS)モデルとすると、その動的応答過程は硬化剛性と基本剛性の2種類の剛性状態の線形系を連結したものとなる。剛性切換え過程を瞬時剛性切換え過程とすると、自律型適応制御では、硬化剛性から基本剛性への切換えで初期変位条件、基本剛性から硬化剛性への切換えでは初期速度条件が設定され、これらが2種類の剛性状態での解析解の連結条件となる。本章では、解析解が簡略に記述できる2種類の振動過程から、振動特性を表す閉形解を導出した。

まず、一般解のみで記述できる自由振動の解析解列を記述し、加速度、速度、変位応答の時刻歴に加え、加速度応答と速度応答、速度応答と変位応答で構成した2種類の相平面上で応答軌道を図示した。これらから、SDOF-AVSモデルにおける以下の動的応答特性を解明した。(特性-1) 加速度応答では、硬化剛性から基本剛性への剛性切換え時に、振幅値が剛性低減比率の割合で低減する不連続性を含むが、速度、変位応答値は連続的に変化する。

(特性-2) 相平面での応答軌道は、短径を長径とする関係で内包される楕円軌道を四半サイクルごとに乗換えるものとなり、振幅値は漸減する。

(特性-3) 自由振動の1サイクルに要する時間は基本剛性と硬化剛性での固有周期の和の1/2となり、これをSDOF-AVSモデルの擬似固有周期とした。

(特性-4) 1サイクルでの応答低減量は可変剛性倍率の関数で導かれる。

特性-4は、可変剛性倍率を大きくすることで、応答低減量を大きくできる特性を示しており、この閉形解は可変剛性装置の導入による応答低減特性を証明するものである。

自由振動過程での力学的エネルギー準位からは、半サイクルごとに硬化剛性から基本剛性に切換えられる際に、構造物の振動エネルギー量の一部が可変剛性装置の吸収エネルギーとして累積されていくことを示しており、この応答低減特性を表す閉形解を可変剛性倍率の関数で導出した。

次に、SDOF-AVSモデルが区間線形となる特徴を考慮し、剛性切換え時における応答値を最大にする条件から、硬化剛性状態ではcos関数、基本剛性状態ではsin関数の位相特性を設定した区間共振型正弦波をSDOF-AVSモデルに固有の関数型外乱として導入した。この区間共振型正弦波による応答過程では、一般解と特解の位相が一致するため、解析解の周期関数が自由振動解と同様に簡略化され、解析解が容易に記述できた。

区間共振型正弦波によるSDOF-AVSモデルの過渡応答過程の漸化式を導き、無限時間後の応答値が有限値に収束することから、定常応答過程が存在することを証明した。定常応答過程の相平面での軌道曲線は2種類の楕円軌道を連結したものとなるが、特性-1により、加速度、速度応答の軌道曲線は1サイクルの中で2度の不連続点を有し、速度、変位応答の軌道曲線は連続性を有する。定常応答過程の剛性切換え時刻の応答振幅を可変剛性倍率の関数で導出した。この定常振幅と可変剛性倍率の関係を低減評価曲線として図示し、可変剛性倍率を大きくすることで、定常振幅を小さくできる特性を解明した。

定常応答過程での力学的エネルギー準位値では、基本剛性状態での始端時刻で最小力学的エネルギー準位となり、その後の半サイクルの間は単調増加し、硬化剛性の終端時刻で最大力学的エネルギー準位となり、硬化剛性から基本剛性への切換え時の力学的エネルギー準位の低減量が可変剛性装置による吸収エネルギー量となる特性を解明した。可変剛性倍率を大きくするほど、最小、最大力学的エネルギー準位値と可変剛性装置による吸収エネルギー量が小さくなる特性に加え、可変剛性倍率を大きくするほど、最大力学的エネルギー準位に対する最小力学的エネルギー準位の比率が零に漸近し、最大力学的エネルギー準位に対する吸収エネルギー量の比率は1.0に漸近する特性を解明した。

### 3.6 参考文献

- [3.1] 梅村魁：新しい耐震設計、日本建築センター、1970年
- [3.2] 成岡昌夫、中村恒善：骨組解析法要覧、培風館、1976年
- [3.3] 梅村魁：震害に教えられて：耐震構造との月日、技報堂出版、1994年
- [3.4] 小堀鐸二、南井良一郎：地震による構造物の非線型振動について（その2、構造物力学特性の人為的非線型化過程）、日本建築学会論文集、第52号、pp41-48、1956年3月
- [3.5] 小堀鐸二、南井良一郎：制震系の解析（制震構造に関する研究I）、日本建築学会論文集、第66号、pp.257-260、1960年10月
- [3.6] 応用力学シリーズ-1／構造物の不安定現象と限界状態、日本建築学会、1994年
- [3.7] T.Kobori, H.Kanayama, S.Kamagata: A Proposal of New Anti-Seismic Structures with Active Seismic Response Control -Dynamic Intelligent Building-, the Proceedings of 9th WCEE, vol.8, pp. 465-470, Aug. 1988
- [3.8] 鎌形修一、久保田俊彦、小堀鐸二：DIB設計体系の構築（その11）自律型適応制御による可変剛性型制震システムの性能評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、No. 2550, Vol.B, pp.1099-1100, 1994年9月
- [3.9] 小堀鐸二、鎌形修一：自律型適応制御による可変剛性型制震システム（制震構造の研究）、日本建築学会構造系論文報告集、第420号、pp. 121-131、1991年2月
- [3.10] 小堀鐸二、鎌形修一：多層構造物への可変剛性型制震システムの配置法 -基礎連結法（制震構造の研究）、日本建築学会構造系論文報告集、第438号、pp. 65-74、1992年8月
- [3.11] 小堀鐸二、鎌形修一：多層構造物への可変剛性型制震システムの配置法 -層間連結法（制震構造の研究）、日本建築学会構造系論文報告集、第444号、pp. 33-41、1993年2月
- [3.12] T.Kobori, H.Kanayama, S.Kamagata: Rigidity Control System for Variable Rigidity Structure, United State Patent, #4,964,246, Oct, 23, 1990
- [3.13] 小堀鐸二、金山弘雄、鎌形修一：制震構造架構の剛性制御装置、特許公報、特公平6-76738、1994年9月28日
- [3.14] 鎌形修一、小堀鐸二：自律型適応制御による可変剛性型制震システム(自由振動と強制振動の解析解)、第9回日本地震工学シンポジウム、Vol-2, pp. 1981-1986、1994年12月
- [3.15] 鎌形修一：可変剛性型制震システムの性能評価、応用力学シリーズ2 -建築構造物の設計力学と制御動力学、pp. 241-280、日本建築学会・応用力学運営委員会、1994年
- [3.16] カルマン、ビオ：工学における数学的方法、法政大学出版局、1954年
- [3.17] 田島清和：振動の工学、産業図書、1970年
- [3.18] Shuichi KAMAGATA, Takuji KOBORI: Autonomous Adaptive Control of Active Variable Stiffness System for Seismic Ground Motion, the proceedings of First World Conference on Structural Control, Vol-2, TA4-33-42, Los Angeles, CA., USA, 3-5 August 1994
- [3.19] 田治見宏：建築振動学、建築構造講座、第17巻、コロナ社、1965年

## 第4章 2自由度可変剛性構造モデルの性能特性の解析的評価

基本構造物を集中質量-せん断型バネモデルとし、各層に可変剛性装置を配置し、基本剛性値に比例する可変剛性値を設定した。この基本剛性比例型の可変剛性値分布を設定すると、基本剛性状態と全層硬化剛性状態での固有振動モードが同一となる。単一の固有振動モードのみが励起される振動状態では、自律型適応制御による剛性切換えが全層で同時に設定され、SDOF-AVSモデルと同様に、応答過程が解析解列で記述できる。その応答特性を2自由度可変剛性構造(2DOF-PAVS)モデルで評価した。

### 第4章での記号表

$m_1, m_2, M$  : 1層、2層部位での質量、質量行列  
 $k_1, k_2, K$  : 1層、2層部位のせん断剛性、剛性行列  
 $\dot{x}_1(t), \dot{x}_1(t), x_1(t)$  : 1層部位での加速度、速度、変位応答値  
 $\dot{x}_2(t), \dot{x}_2(t), x_2(t)$  : 2層部位での加速度、速度、変位応答値  
 $a_1, a_2$  : 応答振幅の係数  
 $\omega_N$  : 構造物の固有円振動数  
 $\omega_{N1}, \omega_{N2}$  : 1次、2次固有円振動数  
 $\omega_1, \omega_2, \omega_{12}$  : 円振動数に関する変数  
 $u_{ij}$  : i-次固有モードのj-層部位での振幅値  
 $\bar{u}_{ij}$  : 正規化されたi-次固有モードのj-層部位での振幅値  
 $\dot{X}, X$  : 速度、変位応答値ベクトル  
 $\bar{U}_i$  : i-次固有モードの正規化ベクトル  
 $C_1, C_2, C_3, C_4$  : 応答過程を記述する解析解の係数  
 $\phi_1, \phi_2$  : 1次、2次固有振動モードの位相遅れ  
 $k_{C1}, k_{C2}, K_C$  : 1層、2層部位での可変剛性値、可変剛性行列  
 $\gamma$  : 可変剛性倍率  
 $\omega_{HH}$  : 全層硬化剛性状態での固有円振動数  
 $\omega_{FF}$  : 全層基本剛性状態での固有円振動数  
 $T_j$  : j-番目の剛性切換え時刻  
 $\eta$  : 振幅の低減評価関数  
 $\alpha$  : 振幅係数  
 $V_{HH}$  : 全層硬化剛性状態の力学的エネルギー準位  
 $V_{FF}$  : 全層基本剛性状態の力学的エネルギー準位  
 $\lambda$  : 可変剛性倍率に関する変数  
 $T_{ST0}, T_{ST1}, T_{ST2}, T_{ST3}, T_{ST4}$  : 定常応答状態での剛性切換え時刻列

### 4.1 序

自律型適応制御による可変剛性システムでは、可変剛性装置がエネルギー吸収装置として働くことで、安定した振動抑制が期待できる[4.1, 2, 3]。

第2章では、本システムを導入した構造物を1自由度可変剛性構造モデルとし、数値解析結果から地震応答曲線を示し、可変剛性比率を大きくするほど、構造物の最大応答値を抑制できることを明らかにした[4.4, 5]。また、全層均一な重量、剛性を仮定した3自由度せん断型バネ-マスモデルに対し、基礎連結配置法と層間連結配置法の2種類の可変剛性装置を配置する方法や、その制御規範についても、数値解析結果により振動抑制効果を確認した[4.6, 7]。

第3章では、本システムを導入した構造物を1自由度可変剛性構造(SDOF-AVS)モデルとし、自由振動や区間共振型正弦波による強制振動に関する解析解から、可変剛性装置によるエネルギー吸収特性に加え、双周期特性が地震動に含まれる特定の周期成分の影響を緩和するため、構造物の振動が抑制されることを明らかにした[4.8, 9, 10]。

本章では、多層構造物を集中質量-せん断型バネモデルで表し、中村恒善による1次固有周期・1次固有ベクトル成分比指定設計問題の閉形解をもとに各層の基本剛性値を設定する。そして、基本剛性値に比例する可変剛性値を設定する。この基本剛性比例型の可変剛性値分布では、基本剛性状態と全層硬化剛性状態での固有振動モードが同一となり、単一の固有振動モードのみが励起される振動状態では、自律型適応制御での全層の剛性切換えが同時に設定される。この特性により、多層構造物の応答過程がSDOF-AVSモデルと同様に2種類の剛性状態の解析解列で記述でき、2自由度可変剛性構造(2DOF-PAVS)モデルは多層構造物の一般性を有すると考えられる。まず、単一固有振動モードのみが励起される自由振動と、複数の固有振動モードが連成した自由振動を解析解列で記述する。次に、区間共振型正弦波による強制振動過程の解析解列を記述し、動的応答特性に関する閉形解を導出する。また、これらの動的応答特性を力学的エネルギー準位値により考察する。

### 4.2 2自由度可変剛性構造モデル

#### 4.2.1 基本構造物の設計法

せん断型構造物モデルの1次固有周期・1次固有ベクトル成分比指定設計が中村恒善らにより次のように提示されている[4.12, 13, 14]。

#### 1次固有周期・1次固有ベクトル成分比指定設計問題

2自由度せん断型構造物モデル(図4.1)において、1次固有値が $\Omega_a$ に等しく、1次固有モードにおける1層と2層との層間変位成分の比が $\Delta_1 : \Delta_2$ に一致するような構造物の層間剛性集合 $\{k_1, k_2\}$ を求めよ。

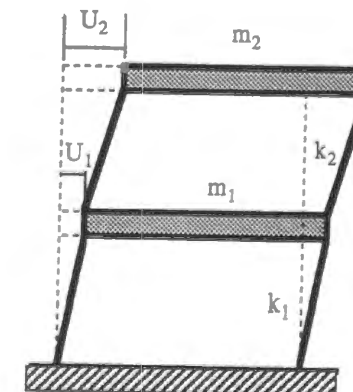


図4.1 2自由度せん断型構造物モデル

2 自由度せん断型構造物モデルの1次固有振動の支配式は次のように表される。

$$-\Omega_a m_1 U_1 - k_2 (U_2 - U_1) + k_1 U_1 = 0 \quad (4.1)$$

$$-\Omega_a m_2 U_2 + k_2 (U_2 - U_1) = 0 \quad (4.2)$$

各層の変位応答値と層間変位応答値の関係は次のように表される。

$$\begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \end{Bmatrix} \quad (4.3)$$

これらの関係から、各層の剛性値は次のように導出される。

$$k_1 = \frac{\Omega_a}{\Delta_1} \{m_2(\Delta_2 + \Delta_1) + m_1 \Delta_1\} \quad (4.4)$$

$$k_2 = \frac{\Omega_a m_2}{\Delta_2} (\Delta_2 + \Delta_1) \quad (4.5)$$

$\Delta_1, \Delta_2$  は1次固有振動モードにおける成分であるので、その比のみが意味を有する。

例えば、各層の層間変位分布を一定( $\Delta_1 = \Delta_2$ )、かつ各層の質量を均一( $m_1 = m_2 = m$ )とすると、各層の剛性値は次のように設定される。

$$k_1 = 3m \Omega_a \quad (4.6)$$

$$k_2 = 2m \Omega_a \quad (4.7)$$

可変剛性システムを導入する以前の基本構造物は、この1次固有周期・1次固有ベクトル成分比指定設計問題の閉形解をもとに設定する。

#### 4.2.2 可変剛性システムの剛性分布設定法

可変剛性装置の配置法、制御規範は次のようにする。

##### (a) 層間連結法

多層構造物への可変剛性装置の配置法としては、基礎連結法や層間連結法を検討しているが[4.6, 7]、本章では層間連結法により、各層に可変剛性装置を配置する(図4.2)。

##### (b) 自律型適応制御／特定部位(頂部)応答制御

層間連結法での自律型適応制御としては、可変剛性装置を配置した各層間の応答情報により、独立に剛性切換えを決定する制御法と、特定部位の応答情報により同時に全層の可変剛性装置の剛性切換えを決定する制御法が検討されている。本章では、後者の制御法を採用し、頂部の応答情報により全装置の剛性切換えを指令する。

この特定部位(頂部)応答制御では、2層部位の速度応答値が零となる条件で、両層の可変剛性装置の剛性を除去し、配置された各層の層間変形が零になる条件で、装置の剛性を復帰させる。そのため、両層の剛性が除去された後は、いずれかの層で剛性復帰が先行した過程を介し、両層ともに剛性復帰した状態に戻る。また、いずれかの層での剛性復帰後に、2層頂部での速度応答値が零になり、基本剛性状態に戻る過程もある。このような剛性遷移過程は次のように示される(図4.2)。

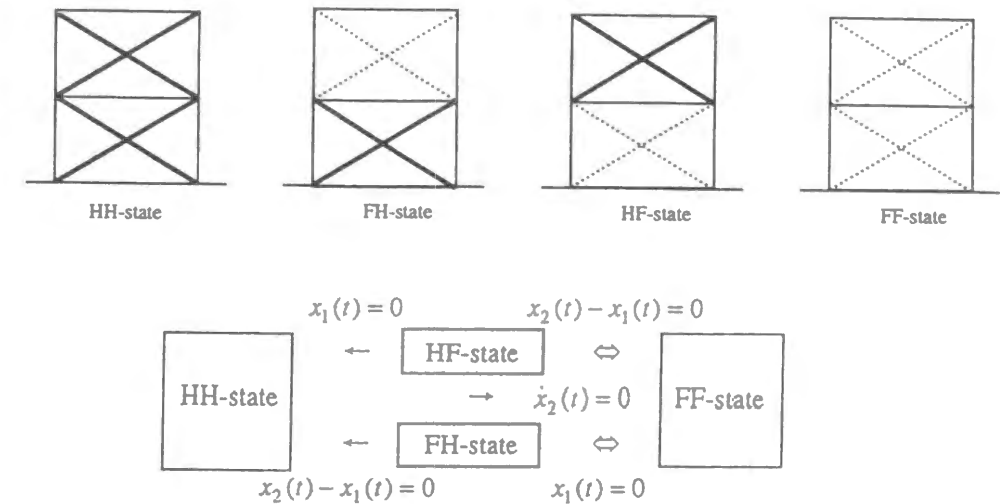


図4.2 2DOF-AVSモデルの剛性遷移

各層に配置する可変剛性値を各層の基本剛性値の比例倍で設定する。この基本剛性比例型による2自由度可変剛性構造モデルを2DOF-PAVSモデルとする。

#### 比例型可変剛性構造(PAVS)モデル

せん断型構造物の各層に可変剛性装置を配置するとき、可変剛性値を各層の基本剛性値に比例するように設定し、その比例係数を可変剛性倍率とする。

$$[K_c] = \gamma [K] \quad (4.8)$$

基本剛性比例型の可変剛性構造モデルを比例型可変剛性構造(PAVS)モデルとする。

この2自由度可変剛性構造モデルでは、全層硬化剛性状態と基本剛性状態は固有振動モードが同一になる。この特性により、指定された固有振動モードでの応答過程は、全層硬化剛性状態と基本剛性状態の2種類の剛性切換え系として応答過程が記述できる。前節での1自由度可変剛性構造モデルと同様に、自由振動と区間共振型正弦波での強制振動により、2自由度可変剛性構造モデルの性能特性を表す閉形解を解析解列から導出する。



### 4.3 自由振動

2自由度可変剛性構造(2DOF-AVS)モデルの基本構造物を、1次固有周期・1次固有ベクトル成分比指定設計問題の閉形解をもとに設定する。即ち、2DOF-AVSモデルでは1次固有振動モードを指定値にする閉形解をもとに基本構造物を設定する。また、可変剛性システムの剛性値分布を基本構造物の剛性値分布に比例させた比例型可変剛性値分布で設定する。

前節での1自由度可変剛性型構造モデルと同様に、自由振動過程の解析解列を記述し、これらの自由振動過程の力学的エネルギー準位を評価する。

#### 4.3.1 固有振動特性

各層間に可変剛性装置を配置した2自由度可変剛性(2DOF-AVS)系を無減衰系とすると、運動方程式は次のように表される。

$$M \ddot{X}(t) + [K + K_C] X(t) = 0 \quad (4.9)$$

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}, \quad K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix}, \quad \ddot{X}(t) = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1(t) \\ \ddot{x}_2(t) \end{Bmatrix}, \quad X(t) = \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix}$$

##### (a) 基本剛性状態

$$M \ddot{X}(t) + K X(t) = -M F(t) \quad (4.10)$$

基本構造物は、中村恒善らによる1次固有周期・1次固有ベクトル成分比指定設計解をもとに設計する。例えば、基本構造物の剛性値分布は、1次固有値が $\Omega_a$ に等しく、1次固有モードにおける各層の層間変位分布を一定( $\Delta_1 = \Delta_2$ )とし、かつ各層の質量を均一( $m_1 = m_2 = m$ )とすると、各層の剛性値は次のように設定される。

$$k_1 = 3m \Omega_a \quad (4.11)$$

$$k_2 = 2m \Omega_a \quad (4.12)$$

基本剛性状態での1次、2次固有円振動数は指定した固有値となる。

$$\omega_{F1} = \sqrt{\Omega_a} \quad (4.13)$$

$$\omega_{F2} = \sqrt{6\Omega_a} \quad (4.14)$$

固有振動モードは次のようになる。

$$\bar{u}_{11} = \frac{1}{\sqrt{5m}} \quad (4.15)$$

$$\bar{u}_{12} = \frac{2}{\sqrt{5m}} \quad (4.16)$$

$$\bar{u}_{21} = -\frac{2}{\sqrt{5m}} \quad (4.17)$$

$$\bar{u}_{22} = \frac{1}{\sqrt{5m}} \quad (4.18)$$

##### (b) 全層硬化剛性状態

$$M \ddot{X}(t) + (1 + \gamma)K X(t) = 0 \quad (4.19)$$

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}, \quad K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix}, \quad K_C = \gamma K$$

$\gamma$  : 可変剛性倍率

比例型可変剛性構造とし、可変剛性倍率を $\gamma$ とすると、固有円振動数は次のようになる。

$$\omega_{H1} = \sqrt{(1 + \gamma)\Omega_a} \quad (4.20)$$

$$\omega_{H2} = \sqrt{6(1 + \gamma)\Omega_a} \quad (4.21)$$

固有振動モードは基本剛性状態と同一になり、各層の振幅比率は硬化剛性状態と基本剛性状態で等しくなる。

$$\sigma_{H1} = \sigma_{F1} = \frac{1}{2} \quad (4.22)$$

$$\sigma_{H2} = \sigma_{F2} = -2 \quad (4.23)$$

また、2DOF-PAVSモデルの円振動数の比率は可変剛性倍率の関数として次のように与えられる。

$$\frac{\omega_{H1}}{\omega_{F1}} = \frac{\omega_{H2}}{\omega_{F2}} = \sqrt{1 + \gamma} \quad (4.24)$$

これらの関係式から、2DOF-PAVSモデルに関する以下の動的応答特性が導かれる。

##### [2DOF-PAVSモデルの特性-1]

基本剛性比例型で可変剛性値分布を設定すれば、硬化剛性状態での固有振動数は基本剛性状態での固有振動数の $\sqrt{1 + \gamma}$ 倍となる。

##### [2DOF-PAVSモデルの特性-2]

基本剛性比例型で可変剛性値分布を設定すれば、硬化剛性状態と基本剛性状態での同次数の固有振動モードは同形になる。

#### 4.3.2 1次固有振動モードでの自由振動

特定部位応答制御では、多層構造物内の特定部位の速度応答値が零となる条件で、全ての可変剛性装置の剛性切換えを行う。そして、各層間変形量が零となる条件で剛性を復帰させる。単一の固有振動モードだけが励起される振動では各層が同位相で振動するため、剛性切換え条件が全層で同時に成立する。また、硬化剛性状態と基本剛性状態での固有振動モードが同形であるため、硬化剛性から基本剛性の剛性切換え時に、固有振動モードが保持される。この条件は、基本剛性比例型の可変剛性値分布を設定することで満たされる。

$[t=0]$ での応答状態を次のように仮定する。

$$X_0 = \begin{Bmatrix} x_{10} = 0 \\ x_{20} = 0 \end{Bmatrix}, \quad V_0 = \begin{Bmatrix} v_{10} \\ v_{20} \end{Bmatrix} = \alpha \begin{Bmatrix} \bar{u}_{11} \\ \bar{u}_{12} \end{Bmatrix}$$

零変位では硬化剛性が設定される。

$$C_{H1}' = 0 \quad (4.25)$$

$$C_{H2}' = m_1 \bar{u}_{11} \left( \frac{v_{10}}{\omega_{H1}} \right) + m_2 \bar{u}_{12} \left( \frac{v_{20}}{\omega_{H1}} \right) = \frac{\alpha}{\omega_{H1}} (m_1 \bar{u}_{11}^2 + m_2 \bar{u}_{12}^2) = \frac{\alpha}{\omega_{H1}} \quad (4.26)$$

$$C_{H3}' = 0 \quad (4.27)$$

$$C_{H4}' = m_1 \bar{u}_{21} \left( \frac{v_{10}}{\omega_{H2}} \right) + m_2 \bar{u}_{22} \left( \frac{v_{20}}{\omega_{H2}} \right) = \frac{\alpha}{\omega_{H2}} (m_1 \bar{u}_{21} \bar{u}_{11} + m_2 \bar{u}_{22} \bar{u}_{12}) = 0 \quad (4.28)$$

$$\begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix} = \frac{\alpha}{\omega_{H1}} \sin(\omega_{H1} t) \begin{Bmatrix} \bar{u}_{11} \\ \bar{u}_{12} \end{Bmatrix} \quad (4.29)$$

$$\begin{Bmatrix} \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{Bmatrix} = \alpha \cos(\omega_{H1} t) \begin{Bmatrix} \bar{u}_{11} \\ \bar{u}_{12} \end{Bmatrix} \quad (4.30)$$

硬化剛性状態での剛性切換え条件は $[\dot{x}_2(t)=0]$ であり、この条件から区分線形系の終端時刻 $[T_1]$ が求められる。この剛性切換え時刻では第一層頂部での速度応答値が同時に零になり、変位分布は1次固有振動モードが保持されている。

$$T_1 = \frac{\pi}{2\omega_{H1}} \quad (4.31)$$

$$\begin{Bmatrix} x_1(T_1) \\ x_2(T_1) \end{Bmatrix} = C_{H2}' \begin{Bmatrix} \bar{u}_{11} \\ \bar{u}_{12} \end{Bmatrix} \quad (4.32)$$

そして、 $[T_1]$ 時刻を始点とした基本剛性状態は、1次固有振動モードの変位分布を初期状態とした自由振動となる。

$$C_{F1}' = C_{H2}' (m_1 \bar{u}_{11}^2 + m_2 \bar{u}_{12}^2) = \frac{\alpha}{\omega_{H1}} \quad (4.33)$$

$$C_{F2}' = 0 \quad (4.34)$$

$$C_{F3}' = C_{H2}' (m_1 \bar{u}_{21} \bar{u}_{11} + m_2 \bar{u}_{22} \bar{u}_{12}) = 0 \quad (4.35)$$

$$C_{F4}' = 0 \quad (4.36)$$

$$\begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix} = \frac{\alpha}{\omega_{H1}} \cos\{\omega_{F1}(t-T_1)\} \begin{Bmatrix} \bar{u}_{11} \\ \bar{u}_{12} \end{Bmatrix} \quad (4.37)$$

$$\begin{Bmatrix} \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{Bmatrix} = -\frac{\alpha \omega_{F1}}{\omega_{H1}} \sin\{\omega_{F1}(t-T_1)\} \begin{Bmatrix} \bar{u}_{11} \\ \bar{u}_{12} \end{Bmatrix} \quad (4.38)$$

基本剛性状態から硬化剛性状態への切換え条件は、各層での層間変形が零になることであり、このように1次固有振動モードのみによる自由振動では、両層の層間変形は同時に零になる。その剛性切換え時刻は

$$T_2 = T_1 + \frac{\pi}{\omega_{F1}} \quad (4.39)$$

となる。この剛性切換え時刻での速度応答値分布は、

$$\begin{Bmatrix} \dot{x}_1(T_2) \\ \dot{x}_2(T_2) \end{Bmatrix} = -\frac{\alpha \omega_{F1}}{\omega_{H1}} \begin{Bmatrix} \bar{u}_{11} \\ \bar{u}_{12} \end{Bmatrix} \quad (4.40)$$

となり、1次固有振動モードが保持されている。ここでの振幅値を、最初に設定した速度振幅と比較する。

$$\begin{Bmatrix} \dot{x}_1(T_2) \\ \dot{x}_2(T_2) \end{Bmatrix} = -\frac{\omega_{F1}}{\omega_{H1}} \alpha \begin{Bmatrix} \bar{u}_{11} \\ \bar{u}_{12} \end{Bmatrix} = -\frac{1}{\sqrt{1+\gamma}} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1(0) \\ \dot{x}_2(0) \end{Bmatrix} \quad (4.41)$$

以下同様に、1サイクル後の速度応答値分布が求められる。

$$\begin{Bmatrix} \dot{x}_1(T_4) \\ \dot{x}_2(T_4) \end{Bmatrix} = \frac{1}{1+\gamma} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1(T_0) \\ \dot{x}_2(T_0) \end{Bmatrix} \quad (4.42)$$

この関係式はSDOF-AVSモデルでの可変剛性比率による応答低減評価式と同形である。また、この1次固有振動モードの振動周期は、硬化剛性状態と基本剛性状態での1次固有周期の1/2の和となる。これはSDOF-AVSモデルで説明した擬似固有周期に対応している。

ここでは、各層を均一質量、1次固有値を $\Omega_a$ とし、1次固有振動モードでの層間変形値を各層均一とした基本構造物に、可変剛性倍率を1.0とした2DOF-PAVSモデルの、1次固有振動モードの自由振動を例示する。

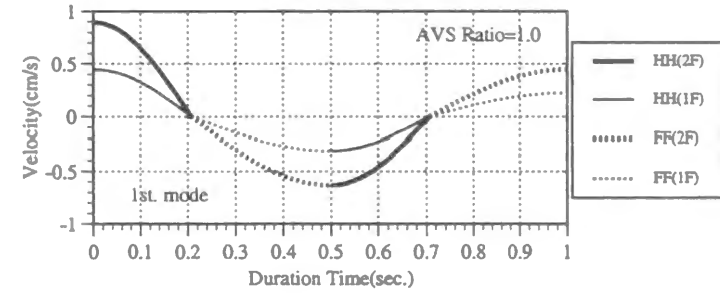
$$\begin{aligned} m_1 &= m_2 = m \\ k_1 &= 3m \Omega_a \\ k_2 &= 2m \Omega_a \end{aligned}$$

表 4.1 固有振動特性

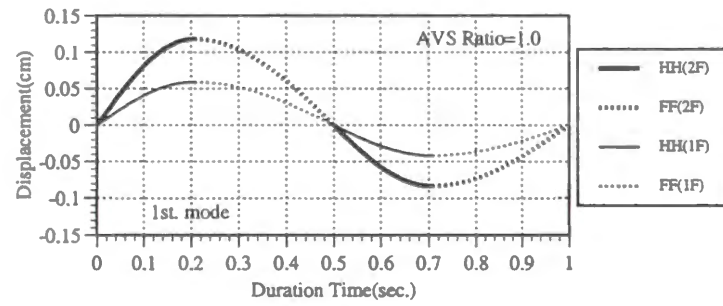
	[HH-state]	[FF-state]
$\omega_{N1}$	$\sqrt{2\Omega_a}$	$\sqrt{\Omega_a}$
$\omega_{N2}$	$\sqrt{12\Omega_a}$	$\sqrt{6\Omega_a}$
$\bar{u}_{11}$	$1/\sqrt{5m}$	$1/\sqrt{5m}$
$\bar{u}_{12}$	$2/\sqrt{5m}$	$2/\sqrt{5m}$
$\bar{u}_{21}$	$-2/\sqrt{5m}$	$-2/\sqrt{5m}$
$\bar{u}_{22}$	$1/\sqrt{5m}$	$1/\sqrt{5m}$

初期速度分布を1次固有振動モードに比例するように設定した時の、速度応答、変位応答時刻歴と、それらを組み合わせた相平面での応答軌跡を示す(図4.3, 図4.4)。指定固有値は擬似固有周期が1.0秒になるように設定した。

$$\Omega_a = \left\{ \frac{(1+\sqrt{2})\pi}{\sqrt{2}} \right\}^2$$



速度応答値



変位応答値

図 4.3 1次固有振動モードの応答時刻歴

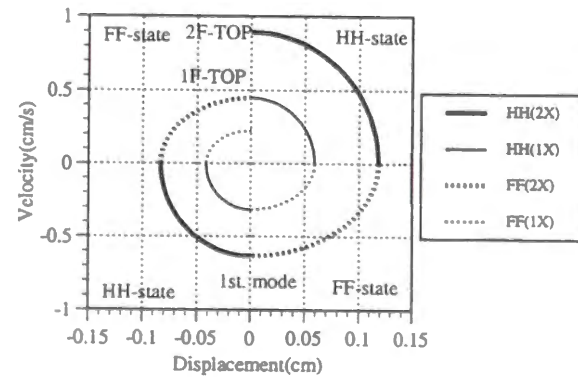


図 4.4 1次固有振動モードの応答軌道曲線

#### 4.3.3 2次固有振動モードでの自由振動

2次固有振動モードに比例した速度分布を初期条件に設定する。この振動モードでは2層部位と1層部位が逆位相で振動する。初期条件を次のように設定する。

$$X_0 = \begin{Bmatrix} x_{10} = 0 \\ x_{20} = 0 \end{Bmatrix}, \quad V_0 = \alpha \begin{Bmatrix} \bar{u}_{21} \\ \bar{u}_{22} \end{Bmatrix}, \quad \alpha = 1.0$$

(a) 硬化剛性状態  $[0 \leq t \leq T_1]$

$$C_{H1}' = 0 \quad (4.43)$$

$$C_{H2}' = 0 \quad (4.44)$$

$$C_{H3}' = 0 \quad (4.45)$$

$$C_{H4}' = \frac{\alpha}{\omega_{H2}} \quad (4.46)$$

$$\begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix} = \frac{\alpha}{\omega_{H2}} \sin(\omega_{H2}t) \begin{Bmatrix} \bar{u}_{21} \\ \bar{u}_{22} \end{Bmatrix} \quad (4.47)$$

$$\begin{Bmatrix} \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{Bmatrix} = \alpha \cos(\omega_{H2}t) \begin{Bmatrix} \bar{u}_{21} \\ \bar{u}_{22} \end{Bmatrix} \quad (4.48)$$

剛性切換え時刻  $[T_1]$  は速度応答値が零になる条件から求められる。

$$T_1 = \frac{\pi}{2\omega_{HH2}} \quad (4.49)$$

この切換え時刻での変位分布は2次固有振動モードが保持されている。

$$\begin{Bmatrix} x_1(T_1) \\ x_2(T_1) \end{Bmatrix} = \frac{\alpha}{\omega_{H2}} \begin{Bmatrix} \bar{u}_{21} \\ \bar{u}_{22} \end{Bmatrix} \quad (4.50)$$

(b) 基本剛性状態  $[T_1 \leq t \leq T_2]$

$$C_{F1}' = 0 \quad (4.51)$$

$$C_{F2}' = 0 \quad (4.52)$$

$$C_{F3}' = C_{H4}' (m_1 \bar{u}_{21}^2 + m_2 \bar{u}_{22}^2) = \frac{\alpha}{\omega_{H2}} \quad (4.53)$$

$$C_{F4}' = 0 \quad (4.54)$$

$$\begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix} = \frac{\alpha}{\omega_{H2}} \cos\{\omega_{F2}(t - T_1)\} \begin{Bmatrix} \bar{u}_{21} \\ \bar{u}_{22} \end{Bmatrix} \quad (4.55)$$

$$\begin{Bmatrix} \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{Bmatrix} = \frac{\alpha \omega_{F2}}{\omega_{H2}} \sin\{\omega_{F2}(t - T_1)\} \begin{Bmatrix} \bar{u}_{21} \\ \bar{u}_{22} \end{Bmatrix} \quad (4.56)$$

両層の層間変形が零になる剛性切換え時刻と、その時刻での速度応答値分布は次のようになる。

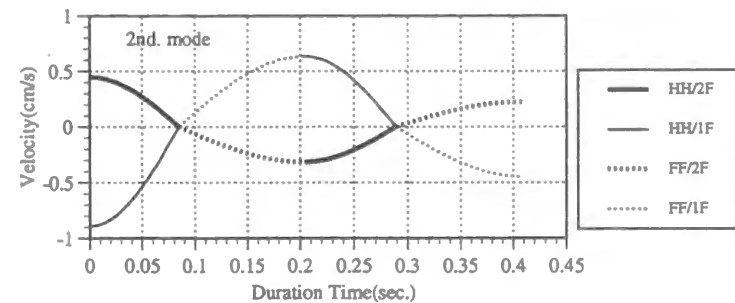
$$T_2 = T_1 + \frac{\pi}{2\omega_{F2}} \quad (4.57)$$

$$\begin{Bmatrix} \dot{x}_1(T_2) \\ \dot{x}_2(T_2) \end{Bmatrix} = -\frac{\alpha \omega_{F2}}{\omega_{H2}} \begin{Bmatrix} \bar{u}_{21} \\ \bar{u}_{22} \end{Bmatrix} \quad (4.58)$$

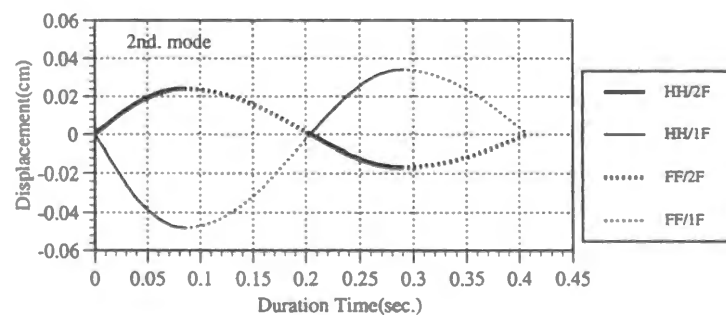
この応答値を最初に設定した速度分布と比較する。

$$\begin{Bmatrix} \dot{x}_1(T_2) \\ \dot{x}_2(T_2) \end{Bmatrix} = -\frac{\omega_{F2}}{\omega_{H2}} V_0 \quad (4.59)$$

これらの解析解をもとに、1次固有振動モードと同様な数値モデルに対して自由振動過程の応答時刻歴と応答軌道曲線を示す(図 4.5, 図 4.6)。2DOF-PAVSモデルは前節と同じ諸元とした。



速度応答値



変位応答値

図 4.5 2次固有振動モードでの応答時刻歴

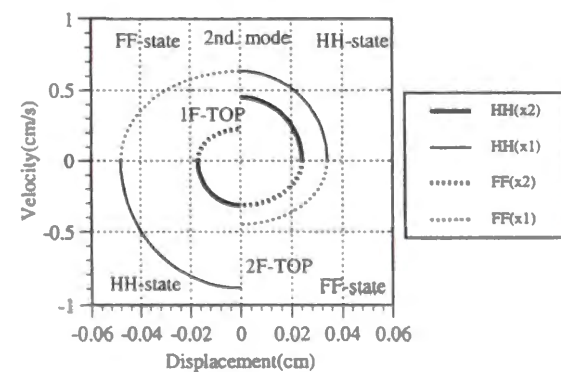


図 4.6 速度・変位応答で構成した相平面での応答軌道

以上の結果から、特定次数の固有振動モードでの2DOF-PAVSモデルは、SDOF-AVSモデルと同様に[4.8]、硬化剛性と基本剛性での1/2の周期の和として擬似固有周期が導かれ、応答振幅の低減特性は次のようになる。

### [2DOF-PAVSモデルの特性-3]

自由振動でのmサイクルにおける振幅係数は可変剛性倍率 $[\gamma = k_c / k]$ の関数で表せる。

$$\eta(m) = \left( \frac{1}{1+\gamma} \right)^m \quad (4.60)$$

この評価式は、可変剛性装置の導入による多層構造物の自由振動における応答低減特性を示している(図4.7)。

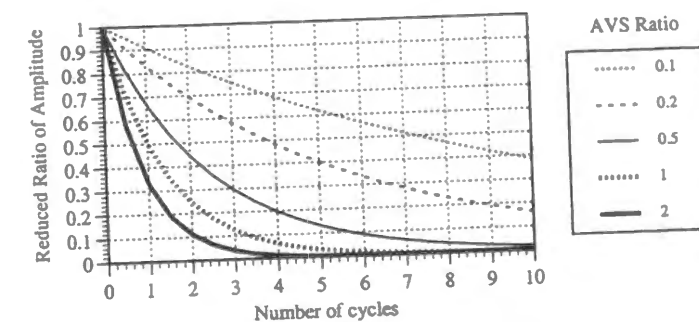


図 4.7 2DOF-PAVSモデルの低減評価曲線

### 4.3.4 固有振動モードが連成した自由振動

特定次数の固有振動モードでの振動に対し、任意の振動状態は固有振動モード成分の和で表せる。

$$X = \sum_{i=1}^2 \alpha_i \bar{U}_i \quad (4.61)$$

初期条件に応じて $C_1' \sim C_4'$ を求めれば、自由振動過程を解析解列で記述できる。そして、剛性を切換え条件に従い切換え時刻を求め、その時刻での応答値を新たな初期条件として $C_1' \sim C_4'$ を求める手順を繰返せば、解析解の連結として自由振動過程が記述できる。ここでは、次のように初期応答分布を設定した時の自由振動過程を検討する。

$$X_0 = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}, \quad V_0 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

この初期条件では  $C_1' = C_3' = 0$ ,  $C_2' = 0.1549$ ,  $C_4' = 0.0366$  であり、1次固有振動モードと2次固有振動モードの比率は、次のように求められる

$$\sqrt{(C_1')^2 + (C_2')^2} : \sqrt{(C_3')^2 + (C_4')^2} = 1 : 0.236$$

この自由振動では[HF,FH-state]といった剛性状態から、剛性開放される剛性遷移過程も認められる(図4.8)。全体的な傾向としては、2層部位の軌道曲線では1次固有振動成分の比率が大きく、1層部位では2次振動成分の比率が大きいが、いずれの振動成分も自由振動過程で徐々に低減されている。

図4.2で示した剛性遷移過程で示したように、可変剛性行列 $[K_C]$ は次の4種類となる。

$$\text{HH-state: } K_{C/HH} = \begin{bmatrix} k_{C1} + k_{C2} & -k_{C2} \\ -k_{C2} & k_{C2} \end{bmatrix}$$

$$\text{HF-state: } K_{C/HF} = \begin{bmatrix} k_{C2} & -k_{C2} \\ -k_{C2} & k_{C2} \end{bmatrix}$$

$$\text{FH-state: } K_{C/FH} = \begin{bmatrix} k_{C1} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$\text{FF-state: } K_{C/FF} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

ここでは前節とは異なり、各層の質量と剛性のいずれも均一とした基本構造物を設定する。

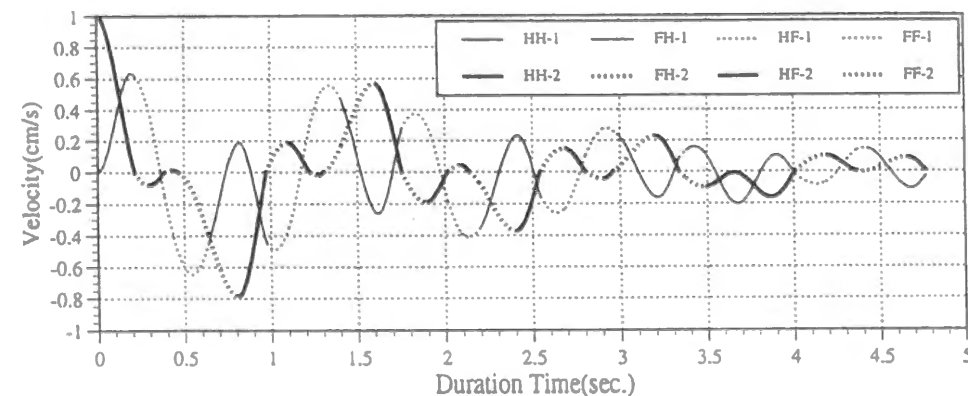
$$m_1 = m_2 = m$$

$$k_1 = k_2 = k$$

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

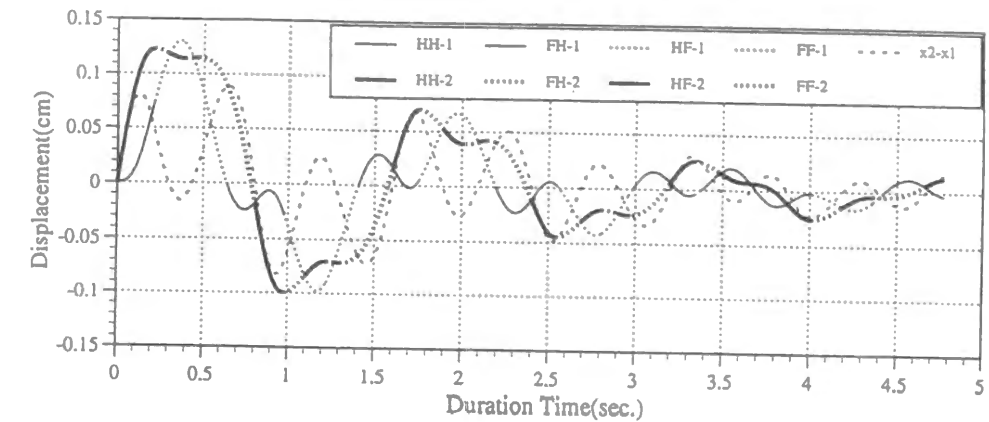
表 4.2 固有振動特性

	[HH-state]	[HF-state]	[FH-state]	[FF-state]
$\omega_{N1}$	$0.874 \omega_0$	$0.662 \omega_0$	$0.765 \omega_0$	$0.618 \omega_0$
$\omega_{N2}$	$2.288 \omega_0$	$2.136 \omega_0$	$1.848 \omega_0$	$1.618 \omega_0$
$\bar{u}_{11}$	0.526	0.615	0.383	0.526
$\bar{u}_{12}$	0.851	0.788	0.924	0.851
$\bar{u}_{21}$	-0.851	0.788	-0.924	-0.851
$\bar{u}_{22}$	0.526	0.615	0.383	0.526



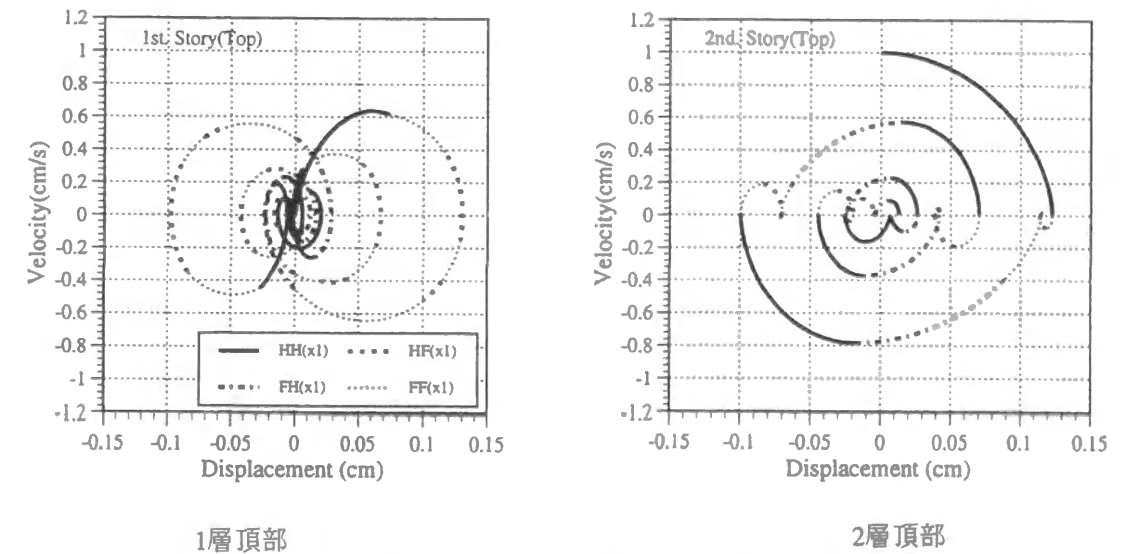
速度応答時刻歴

図 4.8(a) 固有振動モードが連成した自由振動過程



変位応答時刻歴

図 4.8(b) 固有振動モードが連成した自由振動過程



1層頂部

2層頂部

図 4.9 相平面での自由振動軌道

#### 4.3.5 自由振動過程での力学的エネルギー準位

可変剛性システムを導入した構造物の自由振動過程での、運動エネルギーとひずみエネルギーの和で力学的エネルギー準位値を評価する。

##### 4.3.5.1 1次固有振動モードでの自由振動

1次固有振動モードでの自由振動における1サイクルでの力学的エネルギー準位値を求める。

$[t = T_0]$  硬化剛性状態の始端時刻

$$V_H(T_0) = \frac{1}{2} \alpha^2 \begin{Bmatrix} \bar{u}_{11} \\ \bar{u}_{12} \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{u}_{11} \\ \bar{u}_{12} \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \alpha^2 (m_1 \bar{u}_{11}^2 + m_2 \bar{u}_{12}^2) = \frac{1}{2} \alpha^2 \quad (4.62)$$

$[T_0 \leq t \leq T_1]$  硬化剛性状態



$$V_H(t) = \frac{1}{2} \{m_1 \dot{x}_1(t)^2 + m_2 \dot{x}_2(t)^2\} + \frac{1}{2} (1+\gamma) \left[ k_1 x_1(t)^2 + k_2 \{x_2(t) - x_1(t)\}^2 \right] \quad (4.63)$$

$[T_1 \leq t \leq T_2]$  基本剛性状態

$$\begin{aligned} V_{FF}(t) &= \frac{1}{2} \{m_1 \dot{x}_1(t)^2 + m_2 \dot{x}_2(t)^2\} + \frac{1}{2} \left[ k_1 x_1(t)^2 + k_2 \{x_2(t) - x_1(t)\}^2 \right] \\ &= V_{FFm}(t) + V_{FFk}(t) \end{aligned} \quad (4.64)$$

4.2.1節で1次固有周期・1次固有モード成分比指定設計問題の閉形解から設定した基本構造物の諸元を用いて(4.63)式を記述する。

$$V_H(t) = \frac{m}{2} \{ \dot{x}_1(t)^2 + \dot{x}_2(t)^2 \} + \frac{m\Omega_a}{2} (1+\gamma) \left[ 3x_1(t)^2 + 2\{x_2(t) - x_1(t)\}^2 \right] \quad (4.65)$$

速度、変位応答値は次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix} = \frac{\alpha}{\omega_{H1}\sqrt{5m}} \sin(\omega_{H1}t) \begin{Bmatrix} 1 \\ 2 \end{Bmatrix} \quad (4.66)$$

$$\begin{Bmatrix} \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{Bmatrix} = \frac{\alpha}{\sqrt{5m}} \cos(\omega_{H1}t) \begin{Bmatrix} 1 \\ 2 \end{Bmatrix} \quad (4.67)$$

これらを代入すると最初の硬化剛性状態での力学的エネルギー準位値は一定値になる。

$$V_H(t) = \frac{\alpha^2}{2} \cos^2(\omega_{H1}t) + \frac{\alpha^2}{2} \sin^2(\omega_{H1}t) = \frac{\alpha^2}{2} \quad (4.68)$$

力学的エネルギー準位を構成する運動エネルギーとひずみエネルギーは次のようになる。

$$V_H(t) = V_{mH}(t) + V_{kH}(t) \quad (4.69)$$

$$V_{mH}(t) = \frac{\alpha^2}{2} \cos^2(\omega_{H1}t) \quad (4.70)$$

$$V_{kH}(t) = \frac{\alpha^2}{2} \sin^2(\omega_{H1}t) \quad (4.71)$$

また、力学的エネルギー準位を各層ごとに求める。

$$V_H(t) = V_{1H}(t) + V_{2H}(t) \quad (4.72)$$

$$V_{1H}(t) = \frac{\alpha^2}{10} \cos^2(\omega_{H1}t) + \frac{3\alpha^2}{10} \sin^2(\omega_{H1}t) = \frac{\alpha^2}{10} + \frac{2\alpha^2}{10} \sin^2(\omega_{H1}t) \quad (4.73)$$

$$V_{2H}(t) = \frac{4\alpha^2}{10} \cos^2(\omega_{H1}t) + \frac{2\alpha^2}{10} \sin^2(\omega_{H1}t) = \frac{2\alpha^2}{10} + \frac{2\alpha^2}{10} \cos^2(\omega_{H1}t) \quad (4.74)$$

$[t = T_1]$  硬化剛性状態から基本剛性状態への切換え時刻

硬化剛性から基本剛性への切換え時刻では運動エネルギーが零であり、力学的エネルギー準位はひずみエネルギーだけに一致する。そして、基本剛性に切換えられた時刻 $[t = T_1^+]$ のひずみエネルギーは次のようになり、力学的エネルギー準位は $1/(1+\gamma)$ になる。

$$V_F(T_1^+) = \frac{\alpha^2}{2(1+\gamma)} \quad (4.75)$$

$$V_F(T_1^+) = \frac{1}{1+\gamma} V_H(T_1) \quad (4.76)$$

$[T_1 \leq t \leq T_2]$  基本剛性状態

$$V_F(t) = \frac{m}{2} \{ \dot{x}_1(t)^2 + \dot{x}_2(t)^2 \} + \frac{m\Omega_a}{2} \left[ 3x_1(t)^2 + 2\{x_2(t) - x_1(t)\}^2 \right] \quad (4.77)$$

$$\begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix} = \frac{\alpha}{\omega_{H1}\sqrt{5m}} \cos\{\omega_{F1}(t - T_1)\} \begin{Bmatrix} 1 \\ 2 \end{Bmatrix} \quad (4.78)$$

$$\begin{Bmatrix} \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{Bmatrix} = -\frac{\alpha \omega_{F1}}{\omega_{H1}\sqrt{5m}} \sin\{\omega_{F1}(t - T_1)\} \begin{Bmatrix} 1 \\ 2 \end{Bmatrix} \quad (4.79)$$

$$V_F(t) = \frac{\alpha^2}{2(1+\gamma)} \sin^2\{\omega_{F1}(t - T_1)\} + \frac{\alpha^2}{2(1+\gamma)} \cos^2\{\omega_{F1}(t - T_1)\} = \frac{\alpha^2}{2(1+\gamma)} \quad (4.80)$$

基本剛性状態での力学的エネルギー準位値は一定値となる。また、力学的エネルギー準位を運動エネルギーとひずみエネルギー、及び各層での力学的エネルギー準位に振り分けた結果を示す。

$$V_{mF}(t) = \frac{\alpha^2}{2(1+\gamma)} \sin^2\{\omega_{F1}(t - T_1)\} \quad (4.81)$$

$$V_{kF}(t) = \frac{\alpha^2}{2(1+\gamma)} \cos^2\{\omega_{F1}(t - T_1)\} \quad (4.82)$$

$$V_{1F}(t) = \frac{\alpha^2}{10(1+\gamma)} + \frac{2\alpha^2}{10(1+\gamma)} \cos^2\{\omega_{F1}(t - T_1)\} \quad (4.83)$$

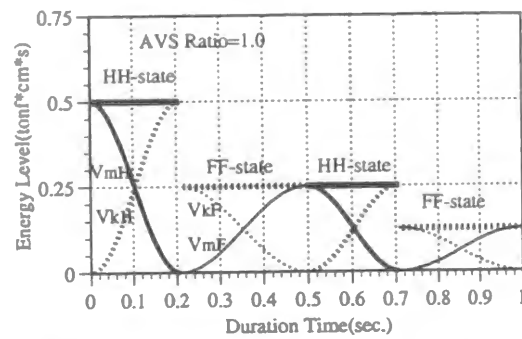
$$V_{2F}(t) = \frac{2\alpha^2}{10(1+\gamma)} + \frac{2\alpha^2}{10(1+\gamma)} \sin^2\{\omega_{F1}(t - T_1)\} \quad (4.84)$$

基本剛性状態から硬化剛性状態への切換え時刻 $[t = T_2]$ では、ひずみエネルギーが零で力学的エネルギー準位は運動エネルギーだけとなる。運動エネルギーは構造物の剛性値に依存せず、この時刻では力学的エネルギー準位値は連続である。

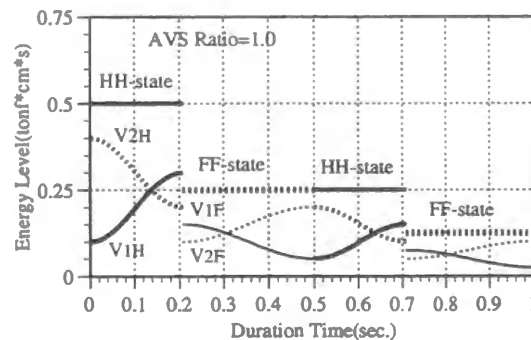
$$V_H(T_2^+) = V_F(T_2) \quad (4.85)$$

各層での力学的エネルギー準位と、それらを加えた全体系での力学的エネルギー準位の時刻歴、及び、相平面上に力学的エネルギー準位を示した相空間で応答軌道曲線を示す(図4.10,図4.11)。基本構造物の指定固有値は、擬似固有周期が1.0秒になるように設定した。

$$\Omega_a = \left\{ \frac{(1+\sqrt{2})\pi}{\sqrt{2}} \right\}^2$$



運動エネルギーとひずみエネルギーの関係



1層部位と2層部位での力学的エネルギー準位の関係

図 4.10 力学的エネルギー準位時刻歴

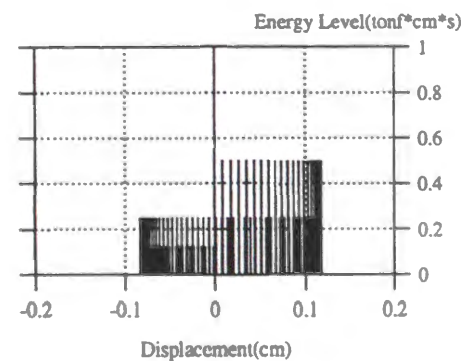
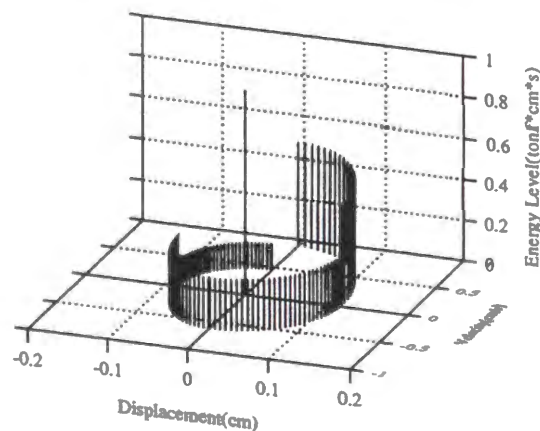


図 4.11 力学的エネルギー準位を考慮した相空間での応答軌道曲線

各層の力学的エネルギー準位値は慣性力成分と復元力成分が相補的に増減振動し、硬化剛性への切換え付近ではひずみエネルギーが最大になり、基本剛性への切換え付近では運動エネルギーが最大になる。力学的エネルギー準位値は基本剛性に切換えられるたびに小さくなる。これらからは、以下のような2DOF-PAVSモデルの動的応答特性が導かれる。

#### [2DOF-PAVSモデルの特性-4]

基本剛性比例型の変剛性値分布を設定した2DOF-PAVSモデルの、単一の固有振動モードによる自由振動では、硬化剛性から基本剛性の切換え時に、構造物の力学的エネルギー準位は  $[1/(1+\gamma)]$  になる。

#### [2DOF-PAVSモデルの特性-5]

硬化剛性から基本剛性への切換え条件である速度応答値が零になる状態でひずみエネルギーが最大となることから、自律型適応制御は可変剛性装置によるエネルギー吸収を最大とする。

#### 4.3.5.2 固有振動モードが連成した自由振動

4.3.4節の例題での、各層の力学的エネルギー準位と、それらを加えた全体系の力学的エネルギー準位の時刻歴を示す(図4.12)。

$$V_{HH}(t) = V_{1H}(t) + V_{2H}(t) \quad (4.86)$$

$$V_{FH}(t) = V_{1H}(t) + V_{2F}(t) \quad (4.87)$$

$$V_{HF}(t) = V_{1F}(t) + V_{2H}(t) \quad (4.88)$$

$$V_{FF}(t) = V_{1F}(t) + V_{2F}(t) \quad (4.89)$$

$$V_{1H}(t) = \frac{m_1 \dot{x}_1(t)^2}{2} + \frac{(1+\gamma)k_1 x_1(t)^2}{2} \quad (4.90)$$

$$V_{1F}(t) = \frac{m_1 \dot{x}_1(t)^2}{2} + \frac{k_1 x_1(t)^2}{2} \quad (4.91)$$

$$V_{2H}(t) = \frac{m_2 \dot{x}_2(t)^2}{2} + \frac{(1+\gamma)k_2 \{x_2(t) - x_1(t)\}^2}{2} \quad (4.92)$$

$$V_{2F}(t) = \frac{m_2 \dot{x}_2(t)^2}{2} + \frac{k_2 \{x_2(t) - x_1(t)\}^2}{2} \quad (4.93)$$

#### [2DOF-PAVSモデルの特性-6]

固有振動モードが連成した自由振動では、1層部位と2層部位での力学的エネルギー準位値が相補的な関係で増減振動するが、全体系としての力学的エネルギー準位値は単調に漸減する。

#### [2DOF-PAVSモデルの特性-7]

硬化剛性状態から基本剛性状態への剛性切換え時点で、可変剛性装置の負担していたひずみエネルギーが構造物から除去されることで、構造物の力学的エネルギー準位が低下する。

2層部位の速度、変位応答による応答軌跡上に全体系の力学的エネルギー準位値を示した、力学的エネルギー準位軌跡を图示する(図4.13)。

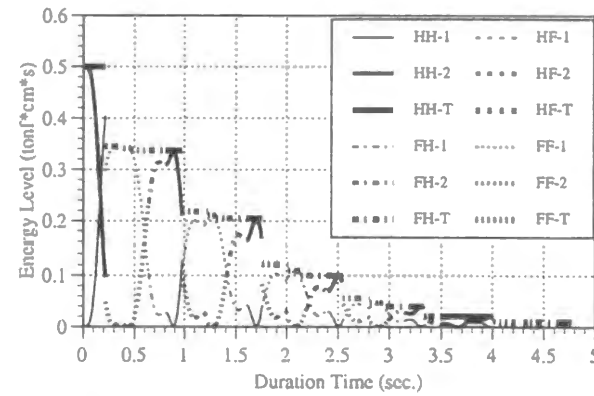


図 4.12 固有振動モードが連成した自由振動の力学的エネルギー準位

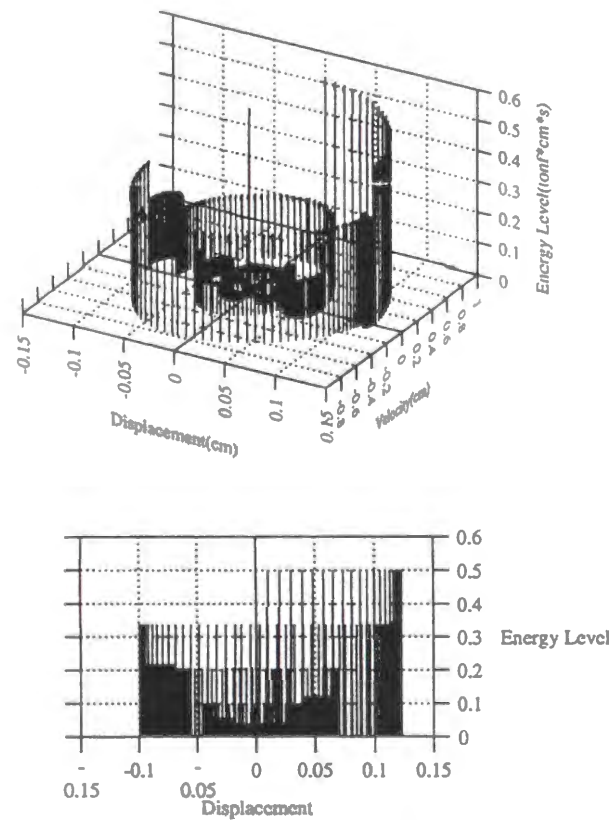


図 4.13 相空間における応答軌道曲線

#### 4.4 区間共振型正弦波による強制振動

構造物の地震応答では、構造物の固有周期と一致した地震動の周期成分が最も大きな影響を与える。この地震応答特性は選択共振と呼ばれる[4.1]。第3章では、可変剛性システムを導入した1自由度可変剛性構造(SDOF-AVS)モデルに対し、自律型適応制御で設定される硬化周期と基本周期の2種類の線形系での共振正弦波を連結した区間共振型正弦波を導入した。そして、この区間共振型正弦波による強制振動過程の解析解列を記述し、定常応答の存在を証明し、その定常振幅と可変剛性倍率の関係を低減評価曲線として示した。

また、前節では2DOF-PAVSモデルの自由振動の解析解列から以下の動的応答特性を導いた。

【特性-1】 可変剛性値を基本剛性比例型で設定した2DOF-PAVSモデルでは、全層硬化剛性状態と基本剛性状態での固有振動モードは同形になる。

【特性-2】 可変剛性分布を基本剛性比例型で設定すれば、単一の固有振動モードでは自律型適応制御での剛性切換えは全層同時に設定される。

【特性-3】 単一の固有振動モードによる自律型適応制御による振動過程は、全層硬化剛性状態と基本剛性状態の各四半サイクルの連結で構成される。

【特性-4】 特定次数の固有振動モードでの1サイクルに要する時間は、全層硬化剛性状態と基本剛性状態での各固有振動周期の1/2の和となり、これを擬似固有周期とする。

【特性-5】 単一の固有振動モードでの自由振動の振幅係数は可変剛性倍率の関数で与えられる。

$$\eta(m) = \left( \frac{1}{1+\gamma} \right)^m \quad (4.94)$$

本節では、4.2節で設定した2自由度比例型可変剛性構造(2DOF-PAVS)モデルにおける区間共振型正弦波による強制振動過程を解析解列で記述し、定常応答過程の存在を証明し、定常応答振幅と可変剛性倍率の関係を低減評価曲線として導く。また、この区間共振型正弦波による2DOF-PAVSモデルの振動抑制特性をエネルギー準位により評価する。

##### 4.4.1 単一の固有振動モードでの運動方程式

2自由度せん断型構造物モデルの正弦波応答過程をモード座標で記述する。

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \sin(\omega_N t) \quad (4.95)$$

任意の変位応答分布は正規直交系の固有振動モード成分に分解される。

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^2 \begin{Bmatrix} \bar{u}_{i1} \\ \bar{u}_{i2} \end{Bmatrix} \alpha_i = \sum_{i=1}^2 \bar{U}_i \alpha_i \quad (4.96)$$

ここでの $\alpha_i$ は*i*次固有振動モードの振幅係数である。*i*次固有振動モードのみが励起する振動状態を想定し、変位応答ベクトルを*i*次の固有振動モード成分で表わす。

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \bar{U}_i \alpha_i \quad (4.97)$$

この*i*次固有振動モードでの振幅係数を用いた2自由度せん断型構造物モデルの運動方程式は次のように表せる。



$$M_i \ddot{\alpha}_i + K_i \alpha_i = -M_i \beta_i \sin(\omega_{Ni} t) \quad (4.98)$$

$$M_i = \bar{U}_i^T \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \bar{U}_i, \quad K_i = \bar{U}_i^T \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \bar{U}_i$$

右辺の入力の係数である  $[\beta_i]$  は刺激係数であり、単位ベクトルに対する分担係数として、次のように与えられる。

$$\beta_i = \sum_{j=1}^2 m_j \bar{u}_{ij} / \sum_{j=1}^2 m_j \bar{u}_{ij}^2 = \sum_{j=1}^2 m_j \bar{u}_{ij} \quad (4.99)$$

この  $i$  次固有振動モードに関する振幅係数の関係式は、SDOF-AVSモデルでの運動方程式と同形である。

$$\ddot{\alpha}_i + \omega_{Ni}^2 \alpha_i = -\beta_i \sin(\omega_{Ni} t) \quad (4.100)$$

$$\omega_{Ni} = \sqrt{\frac{K_i}{M_i}} \quad (4.101)$$

2 自由度せん断型構造物モデルの共振応答過程は次のように記述できる。

$$X_i = \left\{ A_i \cos(\omega_{Ni} t) + B_i \sin(\omega_{Ni} t) + \frac{\beta_i}{2\omega_{Ni}} t \cos(\omega_{Ni} t) \right\} \bar{U}_i \quad (4.102)$$

$$\dot{X}_i = \left\{ -A_i \omega_{Ni} \sin(\omega_{Ni} t) + B_i \omega_{Ni} \cos(\omega_{Ni} t) - \frac{\beta_i}{2} t \sin(\omega_{Ni} t) \right\} \bar{U}_i \quad (4.103)$$

$i$  次固有振動モードでの共振応答過程において、硬化剛性状態では初期速度条件、基本剛性状態では初期変位条件となる。各初期条件での自由振動解の係数は次のように求められる。

(a) 初期変位条件

$$X_0 = \tilde{\alpha}_i \bar{U}_i \quad (4.104)$$

(4.102),(4.103)式での定数  $A_i, B_i$  は次のように求められる。

$$A_i = \tilde{\alpha}_i \sum_{j=1}^2 m_j \bar{u}_{ij}^2 = \tilde{\alpha}_i, \quad B_i = 0 \quad (4.105)$$

$$m_1 \bar{u}_{i1}^2 + m_2 \bar{u}_{i2}^2 = 1: \text{正規直交条件}$$

(b) 初期速度条件

$$\dot{X}_0 = \tilde{\alpha}_i \bar{U}_i \quad (4.106)$$

$$A_i = 0, \quad B_i = \frac{\tilde{\alpha}_i}{\omega_{Ni}} \sum_{j=1}^2 m_j \bar{u}_{ij}^2 = \frac{\tilde{\alpha}_i}{\omega_{Ni}} \quad (4.107)$$

#### 4.4.2 区間共振型正弦波による強制応答

区間共振型正弦波による2DOF-PAVSモデルの応答過程を解析解列で記述する。

##### 4.4.2.1 区間共振型正弦波

$i$  次固有振動モードに対する区間共振型正弦波を導入する(図4.14)。

- (a) 正弦波の周期は、各剛性状態での  $i$  次固有周期に一致させる。
- (b) 正弦波の振幅、及び位相は、各切換え時刻で連続させる。

特性-1: 初期速度条件での共振正弦波

速度条件	$0 \leq v_0$	$v_0 \leq 0$
正弦波の位相	$\phi = \frac{\pi}{2}$	$\phi = \frac{3\pi}{2}$
共振正弦波	$f(t) = \cos(\omega_N t)$	$f(t) = -\cos(\omega_N t)$

特性-2: 初期変位条件での共振正弦波

変位条件	$0 \leq d_0$	$d_0 \leq 0$
正弦波の位相	$\phi = \pi$	$\phi = 2\pi$
共振正弦波	$f(t) = -\sin(\omega_N t)$	$f(t) = \sin(\omega_N t)$

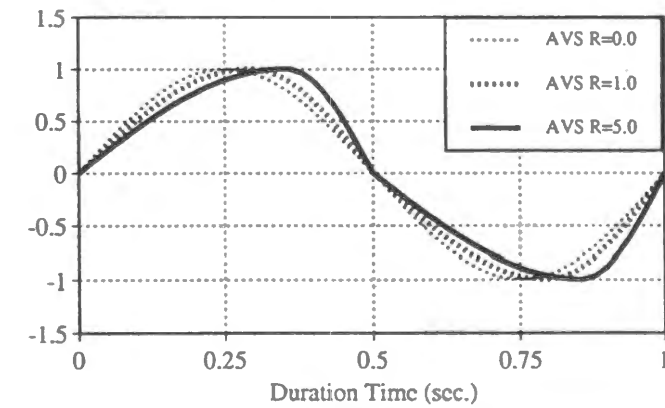


図 4.14 区間共振型正弦波

##### 4.4.2.2 区間共振型正弦波応答の解析解列

初期状態を静止状態とし、区間共振型正弦波による強制応答過程を解析解を用いて記述する。自律型適応制御では、静止状態においては硬化剛性が設定されており、硬化剛性状態から解析解を記述する。

(a) 硬化剛性状態

モード振幅係数に関する運動方程式は次のようになる。

$$M_i \ddot{\alpha}_i(t) + K_{Hi} \alpha_i(t) = -M_i \sin(\omega_{Hi} t) \quad (4.108)$$

$$\alpha_i(t) = \frac{\beta_i}{2\omega_{Hi}} t \cos(\omega_{Hi} t) \quad (4.109)$$

この振幅係数を i 次の固有振動モードに乗じることで、応答値が求められる。

$$X_{Hi}(t) = \frac{\beta_i}{2\omega_{Hi}} t \cos(\omega_{Hi} t) \bar{U}_i \quad (4.110)$$

$$\dot{X}_{Hi}(t) = -\frac{\beta_i}{2} t \sin(\omega_{Hi} t) \bar{U}_i \quad (4.111)$$

剛性切換え時刻は速度応答値が零になる条件から

$$T_1 = \frac{\pi}{\omega_{Hi}} \quad (4.112)$$

となる。また、この時刻での応答値は次のようになる。

$$X_{Hi}(T_1) = -\frac{\beta_i \pi}{2\omega_{Hi}^2} \bar{U}_i \quad (4.113)$$

$$\dot{X}_{Hi}(T_1) = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.114)$$

(b) 基本剛性状態 [FF-state]

新たな共振正弦波による振幅係数の運動方程式は次のようになる。

$$M_i \ddot{\alpha}_i(t-T_1) + K_{Fi} \alpha_i(t-T_1) = -M_i \sin\{\omega_{Fi}(t-T_1) + \pi\} \quad (4.115)$$

この切換え時刻の変位応答分布は i 次固有振動モードが保持されており、これを初期条件とした基本剛性での共振応答は次のようになる。

$$X_{Fi}(t) = \left\{ X_{Hi}(T_1) - \frac{\beta_i}{2\omega_{Fi}} \bar{U}_i(t-T_1) \right\} \cos\{\omega_{Fi}(t-T_1)\} \quad (4.116)$$

$$\dot{X}_{Fi}(t) = \left\{ -\omega_{Fi} X_{Hi}(T_1) + \frac{\beta_i}{2} \bar{U}_i(t-T_1) \right\} \sin\{\omega_{Fi}(t-T_1)\} \quad (4.117)$$

剛性切換え時刻は変位応答値が零になる条件から、

$$T_2 = T_1 + \frac{\pi}{2\omega_{Fi}} \quad (4.118)$$

となる。また、この時刻での応答値は次のようになる。

$$X_{Fi}(T_2) = \{0\} \quad (4.119)$$

$$\dot{X}_{Fi}(T_2) = \left\{ \frac{\omega_{Fi}}{2\omega_{Hi}^2} + \frac{1}{4\omega_{Fi}} \right\} \pi \beta_i \bar{U}_i \quad (4.120)$$

(c) 硬化剛性状態 [HH-state]

この切換え時刻  $[T_2]$  では正弦波の位相は  $3\pi/2$  進んでおり、共振正弦波は次のようになる。

$$F(t) = \sin\{\omega_{Hi}(t-T_2) + \frac{3\pi}{2}\} = -\cos\{\omega_{Hi}(t-T_2)\} \quad (4.121)$$

切換え時刻の速度応答分布は i 次固有振動モードが保持されており、これを初期条件とした硬化剛性での共振応答は次のようになる。

$$X_{Hi}(t) = \left\{ \frac{\dot{X}_{Fi}(T_2)}{\omega_{Hi}} + \frac{\beta_i \bar{U}_i(t-T_2)}{2\omega_{Hi}} \right\} \sin\{\omega_{Hi}(t-T_2)\} \quad (4.122)$$

$$\dot{X}_{Hi}(t) = \left\{ \dot{X}_{Fi}(T_2) + \frac{\beta_i \bar{U}_i(t-T_2)}{2} \right\} \cos\{\omega_{Hi}(t-T_2)\} \quad (4.123)$$

硬化剛性での剛性切換え条件から切換え時刻は、

$$T_3 = T_2 + \frac{\pi}{2\omega_{Hi}} \quad (4.124)$$

となり、その時刻での応答値は次のようになる。

$$X_{Hi}(T_3) = \left\{ \frac{\omega_{Fi}}{2\omega_{Hi}^3} + \frac{1}{4\omega_{Fi}\omega_{Hi}} + \frac{1}{4\omega_{Hi}^2} \right\} \pi \beta_i \bar{U}_i \quad (4.125)$$

$$\dot{X}_{Hi}(T_3) = \{0\} \quad (4.126)$$

(d) 基本剛性状態 [FF-state]

切換え時刻  $[T_3]$  では正弦波の位相は  $2\pi$  進んでおり、共振正弦波は次のようになる。

$$F(t) = \sin\{\omega_{Fi}(t-T_3) + 2\pi\} = \sin\{\omega_{Fi}(t-T_3)\} \quad (4.127)$$

切換え時刻  $[T_3]$  の変位応答分布は i 次固有振動モードが保持されており、これを初期条件とした硬化剛性での共振応答は次のようになる。

$$X_{Fi}(t) = \left\{ X_{Hi}(T_3) - \frac{\beta_i \bar{U}_i(t-T_3)}{2\omega_{Fi}} \right\} \cos\{\omega_{Fi}(t-T_3)\} \quad (4.128)$$

$$\dot{X}_{Fi}(t) = \left\{ -\omega_{Fi} X_{Hi}(T_3) - \frac{\beta_i \bar{U}_i(t-T_3)}{2} \right\} \sin\{\omega_{Fi}(t-T_3)\} \quad (4.129)$$

硬化剛性への切換え時刻は、変位応答値が零になる条件から次のように求められる。

$$T_4 = T_3 + \frac{\pi}{2\omega_{Fi}} \quad (4.130)$$

また、この時刻での応答値は次のようになる。

$$X_{Fi}(T_4) = \{0\} \quad (4.131)$$

$$\dot{X}_{Fi}(T_4) = \left\{ -\frac{\omega_{Fi}^2}{2\omega_{Hi}^3} - \frac{\omega_{Fi}}{2\omega_{Hi}^2} - \frac{1}{4\omega_{Hi}} - \frac{1}{4\omega_{Fi}} \right\} \pi \beta_i \bar{U}_i \quad (4.132)$$



(e) 硬化剛性状態 [HH-state]

切換え時刻 $[T_4]$ では正弦波の位相は進んでおり、共振正弦波は次のようになる。

$$F(t) = \sin\{\omega_{Hi}(t - T_2) + \frac{5\pi}{2}\} = \cos\{\omega_{Hi}(t - T_2)\} \quad (4.133)$$

切換え時刻 $[T_4]$ の速度応答分布は $i$ 次固有振動モードが保持されており、これを初期条件とした硬化剛性での共振応答は次のようになる。

$$X_{Hi}(t) = \left\{ \frac{\dot{X}_{Fi}(T_4)}{\omega_{Hi}} - \frac{\beta_i \bar{U}_i(t - T_4)}{2\omega_{Hi}} \right\} \sin\{\omega_{Hi}(t - T_4)\} \quad (4.134)$$

$$\dot{X}_{Hi}(t) = \left\{ \dot{X}_{Fi}(T_4) + \frac{\beta_i \bar{U}_i(t - T_4)}{2} \right\} \cos\{\omega_{Hi}(t - T_4)\} \quad (4.135)$$

基本剛性への切換え条件である、速度応答値が零となる剛性切換え時刻は次のようになる。

$$T_5 = T_4 + \frac{\pi}{2\omega_{Hi}} \quad (4.136)$$

この切換え時刻での応答値は次のようになる。

$$X_{Hi}(T_5) = \left\{ -\frac{\omega_{Fi}^2}{2\omega_{Hi}^5} - \frac{\omega_{Fi}}{4\omega_{Hi}^3} - \frac{1}{4\omega_{Hi}^2} - \frac{1}{4\omega_{Fi}\omega_{Hi}} \right\} \pi \beta_i \bar{U}_i \quad (4.137)$$

$$\dot{X}_{Hi}(T_5) = \{0\} \quad (4.138)$$

以上のように解析解を順次連結することで、区間共振型正弦波による2DOF-PAVSモデルの強制振動過程を記述できる。

#### 4.4.2.3 解析解列による動的応答特性の評価

基本構造物を中村恒善らによる地震時応答制約設計により設定する。即ち、1次固有値を $\Omega_a$ とし、各層の層間変位を均一( $\Delta_1 = \Delta_2$ )に指定する。各層の質量を均一とすると、各層の剛性値は次のように求められる。また、可変剛性倍率を1.0とする。

$$m_1 = m_2 = m$$

$$k_1 = 3m\Omega_a$$

$$k_2 = 2m\Omega_a$$

表 4.3 固有振動特性

	[HH-state]	[FF-state]
$\omega_{N1}$	$\sqrt{2\Omega_a}$	$\sqrt{\Omega_a}$
$\omega_{N2}$	$\sqrt{12\Omega_a}$	$\sqrt{6\Omega_a}$
$\bar{u}_{11}$	$1/\sqrt{5m}$	$1/\sqrt{5m}$
$\bar{u}_{12}$	$2/\sqrt{5m}$	$2/\sqrt{5m}$
$\bar{u}_{21}$	$-2/\sqrt{5m}$	$-2/\sqrt{5m}$
$\bar{u}_{22}$	$1/\sqrt{5m}$	$1/\sqrt{5m}$

可変剛性倍率が1.0の時に、1次固有振動モードの擬似固有周期が1.0秒になるように、基本剛性状態の固有値を設定する。

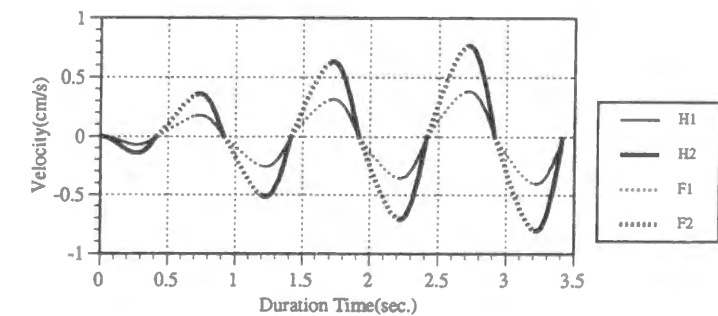
$$\Omega_a = \left\{ \frac{(1 + \sqrt{2})\pi}{\sqrt{2}} \right\}^2$$

$$[M] = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad [K] = \begin{bmatrix} 5\Omega_a & -2\Omega_a \\ -2\Omega_a & 2\Omega_a \end{bmatrix}, \quad [K_C] = [K]$$

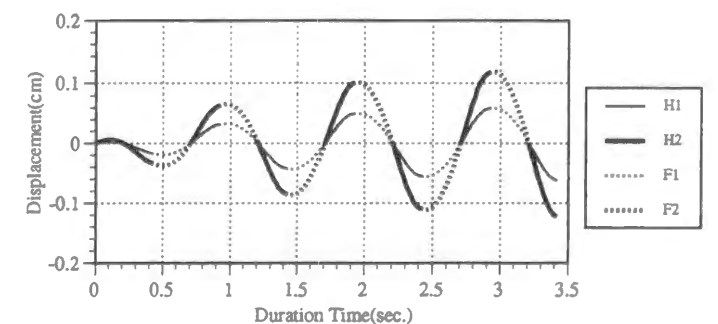
1次固有振動モードでの過渡応答過程を図示する(図4.15,図4.16)。

$$m = 1.0$$

$$\beta_i = \bar{u}_{11} + \bar{u}_{12} = 3/\sqrt{5}$$

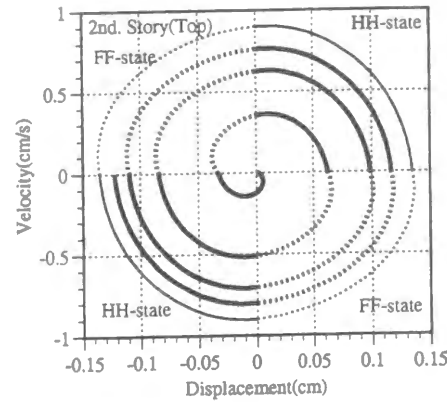


速度応答時刻歴

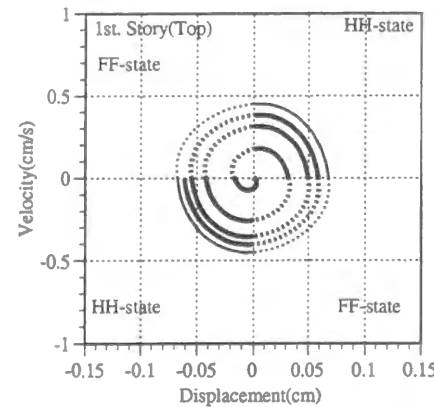


変位応答時刻歴

図 4.15 区間共振型正弦波による過渡応答時刻歴



2層部位での応答軌道曲線



1層部位での応答軌道曲線

図 4.16 区間共振型正弦波による応答軌道曲線

この応答時刻歴と応答軌道曲線から、過渡応答に関する次の動的応答特性が導かれる。

[2DOF-PAVS系の特性-8] 擬似固有周期

特定の固有振動モードでの2DOF-PAVSモデルの固有振動周期は基本剛性と硬化剛性の各固有振動周期の1/2の和となる。

[2DOF-PAVS系の特性-9] 正弦波による増分応答量

1/4サイクルでの硬化剛性状態、及び基本剛性状態での正弦波による増分応答量は、

$$\text{変位増幅: } \frac{\pi \beta_i \bar{U}_i}{2 \omega_{Hi}^2}, \text{ 速度増幅: } \frac{\pi \beta_i \bar{U}_i}{2 \omega_{Fi}}$$

となる。これらはSDOF-AVSモデルでの各剛性状態における増分応答量に、刺激係数( $\beta_i$ )と固有振動モード $\{\bar{U}_i\}$ を乗じた値である。

この増分応答量から4mサイクル後の剛性切換え時刻の速度、変位応答値は次のようになる。

$$\dot{X}_{Fi}(T_{4m+2}) = \omega_{Fi} X_{Hi}(T_{4m+1}) + \frac{\pi \beta_i \bar{U}_i}{2 \omega_{Fi}} \quad (4.139)$$

$$X_{Hi}(T_{4m+3}) = \frac{\dot{X}_{Fi}(T_{4m+2})}{\omega_{Hi}} + \frac{\pi \beta_i \bar{U}_i}{4 \omega_{Hi}^2} \quad (4.140)$$

$$\dot{X}_{Fi}(T_{4m+4}) = -\omega_{Fi} X_{Hi}(T_{4m+3}) - \frac{\pi \beta_i \bar{U}_i}{2 \omega_{Fi}} \quad (4.141)$$

$$X_{Hi}(T_{4(m+1)+1}) = \frac{\dot{X}_{Fi}(T_{4m+4})}{\omega_{Hi}} - \frac{\pi \beta_i \bar{U}_i}{4 \omega_{Hi}^2} \quad (4.142)$$

(4.139)(4.140)(4.141)(4.142)式を順次代入すると、次のように、1サイクルでの変位振幅に関する漸化式が導かれる。

$$X_{Hi}(T_{4(m+1)+1}) = \frac{\omega_{Fi}^2 X_{Hi}(T_{4m+1})}{\omega_{Hi}^2} - \frac{(\omega_{Fi} + \omega_{Hi})^2 \pi \beta_i \bar{U}_i}{4 \omega_{Hi}^2 \omega_{Fi}} \quad (4.143)$$

この漸化式から1サイクルでの増分変形量に関する関係式が導かれる。

$$\begin{aligned} X_{Hi}(T_{4(m+1)+1}) - X_{Hi}(T_{4m+1}) &= \frac{\omega_{Fi}^2}{\omega_{Hi}^2} \{X_{Hi}(T_{4m+1}) - X_{Hi}(T_{4(m-1)+1})\} \\ &= \frac{1}{1+\gamma} \{X_{Hi}(T_{4m+1}) - X_{Hi}(T_{4(m-1)+1})\} \\ &= \left(\frac{1}{1+\gamma}\right)^{m-1} \{X_{Hi}(T_5) - X_{Hi}(T_1)\} \end{aligned} \quad (4.144)$$

この関係式が示すように、可変剛性倍率が零以外では増分変形量は徐々に小さくなり、やがて零に漸近する。即ち、定常状態に到達する。

[2DOF-PAVS系の特性-10] 増幅比率

区間共振型正弦波による過渡応答過程では振幅が漸増し、1サイクルでの振幅増分量の比率は $1/(1+\gamma)$ となる。

#### 4.4.3 定常振動解の誘導

前節では、外乱の継続に従い、増分変形量が零に漸近することから、定常状態に到達することを示した。ここでは区間共振型正弦波が無限時間作用した時刻以後の1サイクルの応答過程から定常振動解を導出する。定常状態の剛性切換え時刻を $[T_{ST0}, T_{ST1}, T_{ST2}, T_{ST3}, T_{ST4}]$ で表す。

$$X_{Hi}(T_{ST0}) = \{0\} \quad (4.145)$$

$$\dot{X}_{Hi}(T_{ST0}) = \tilde{\alpha}_i(T_{ST0})\bar{U}_i \quad (4.146)$$

(a) 硬化剛性状態

$$X_{Hi}(t) = \left\{ \frac{\tilde{\alpha}_i(T_{ST0})}{\omega_{Hi}} + \frac{\beta_i(t-T_{ST0})}{2\omega_{Hi}} \right\} \bar{U}_i \sin\{\omega_{Hi}(t-T_{ST0})\} \quad (4.147)$$

$$\dot{X}_{Hi}(t) = \left\{ \tilde{\alpha}_i(T_{ST0}) + \frac{\beta_i(t-T_{ST0})}{2} \right\} \bar{U}_i \cos\{\omega_{Hi}(t-T_{ST0})\} \quad (4.148)$$

剛性切換え条件は速度応答値が零になることから、

$$T_{ST1} = T_{ST0} + \frac{\pi}{2\omega_{Hi}} \quad (4.149)$$

となる。この時刻での応答値は次のようになる。

$$X_{Hi}(T_{ST1}) = \left\{ \frac{\tilde{\alpha}_i(T_{ST0})}{\omega_{Hi}} + \frac{\pi}{4\omega_{Hi}^2} \right\} \bar{U}_i \quad (4.150)$$

$$\dot{X}_{Hi}(T_{ST1}) = \{0\} \quad (4.151)$$

(b) 基本剛性状態

$$X_{Fi}(t) = \left\{ \frac{\tilde{\alpha}_i(T_{ST0})}{\omega_{Hi}} + \frac{\pi\beta_i}{4\omega_{Hi}^2} + \frac{\beta_i(t-T_{ST1})}{2\omega_{Fi}} \right\} \bar{U}_i \cos\{\omega_{Fi}(t-T_{ST1})\} \quad (4.152)$$

$$\dot{X}_{Fi}(t) = - \left\{ \frac{\omega_{Fi}\tilde{\alpha}_i(T_{ST0})}{\omega_{Hi}} + \frac{\omega_{Fi}\pi\beta_i}{4\omega_{Hi}^2} + \frac{\beta_i(t-T_{ST1})}{2} \right\} \bar{U}_i \sin\{\omega_{Fi}(t-T_{ST1})\} \quad (4.153)$$

剛性切換え条件は変位応答値が零になることから、切換え時刻が求められる。

$$T_{ST2} = T_{ST1} + \frac{\pi}{2\omega_{Fi}} \quad (4.154)$$

この時刻での応答値は次のようになる。

$$X_{Fi}(T_{ST2}) = \{0\} \quad (4.155)$$

$$\dot{X}_{Fi}(T_{ST2}) = - \left\{ \frac{\omega_{Fi}\tilde{\alpha}_i(T_{ST0})}{\omega_{Hi}} + \frac{\omega_{Fi}\pi\beta_i}{4\omega_{Hi}^2} + \frac{\beta_i(t-T_{ST1})}{2} \right\} \bar{U}_i \quad (4.156)$$

(c) 硬化剛性状態

$$X_{Hi}(t) = - \left\{ \frac{\omega_{Fi}\tilde{\alpha}_i(T_{ST2})}{\omega_{Hi}^2} + \frac{\omega_{Fi}\pi\beta_i}{4\omega_{Hi}^3} + \frac{\pi\beta_i}{4\omega_{Hi}\omega_{Fi}} + \frac{\beta_i(t-T_{ST2})}{2\omega_{Hi}} \right\} \bar{U}_i \sin\{\omega_{Hi}(t-T_{ST2})\} \quad (4.157)$$

$$\dot{X}_{Hi}(t) = - \left\{ \frac{\omega_{Fi}\tilde{\alpha}_i(T_{ST2})}{\omega_{Hi}} + \frac{\omega_{Fi}\pi\beta_i}{4\omega_{Hi}^2} + \frac{\pi\beta_i}{4\omega_{Fi}} + \frac{\beta_i(t-T_{ST2})}{2} \right\} \bar{U}_i \cos\{\omega_{Hi}(t-T_{ST2})\} \quad (4.158)$$

切換え時刻、及び応答値は次のようになる。

$$T_{ST3} = T_{ST2} + \frac{\pi}{2\omega_{Hi}} \quad (4.159)$$

$$X_{Hi}(T_{ST3}) = - \left\{ \frac{\omega_{Fi}\tilde{\alpha}_i(T_{ST2})}{\omega_{Hi}^2} + \frac{\omega_{Fi}\pi\beta_i}{4\omega_{Hi}^3} + \frac{\pi\beta_i}{4\omega_{Hi}\omega_{Fi}} + \frac{\beta_i(t-T_{ST2})}{2\omega_{Hi}} \right\} \bar{U}_i \quad (4.160)$$

$$\dot{X}_{Hi}(T_{ST3}) = \{0\} \quad (4.161)$$

(d) 基本剛性状態

$$X_{Fi}(t) = - \left\{ \frac{\omega_{Fi}\tilde{\alpha}_i(T_{ST0})}{\omega_{Hi}^2} + \frac{\omega_{Fi}\pi\beta_i}{4\omega_{Hi}^3} + \frac{\pi\beta_i}{4\omega_{Hi}\omega_{Fi}} + \frac{\pi\beta_i}{4\omega_{Hi}^2} + \frac{\beta_i(t-T_{ST3})}{2\omega_{Fi}} \right\} \bar{U}_i \cos\{\omega_{Fi}(t-T_{ST3})\} \quad (4.162)$$

$$\dot{X}_{Fi}(t) = \left\{ \frac{\omega_{Fi}^2\tilde{\alpha}_i(T_{ST0})}{\omega_{Hi}^2} + \frac{\omega_{Fi}^2\pi\beta_i}{4\omega_{Hi}^3} + \frac{\pi\beta_i}{4\omega_{Hi}} + \frac{\omega_{Fi}\pi\beta_i}{4\omega_{Hi}^2} + \frac{\beta_i(t-T_{ST3})}{2} \right\} \bar{U}_i \sin\{\omega_{Fi}(t-T_{ST3})\} \quad (4.163)$$

剛性切換え時刻、及びその応答値は次のようになる。

$$T_{ST4} = T_{ST3} + \frac{\pi}{2\omega_{Fi}} \quad (4.164)$$

$$X_{Fi}(T_{ST4}) = \{0\} \quad (4.165)$$

$$\dot{X}_{Fi}(T_{ST4}) = \left\{ \frac{\omega_{Fi}^2\tilde{\alpha}_i(T_{ST0})}{\omega_{Hi}^2} + \frac{\omega_{Fi}^2\pi\beta_i}{4\omega_{Hi}^3} + \frac{\pi\beta_i}{4\omega_{Hi}} + \frac{\omega_{Fi}\pi\beta_i}{4\omega_{Hi}^2} + \frac{\pi\beta_i}{2\omega_{Fi}} \right\} \bar{U}_i \quad (4.166)$$

この1サイクルに要する時間は次のようになる。

$$T_{ST4} - T_{ST0} = \frac{\pi}{\omega_{Hi}} + \frac{\pi}{\omega_{Fi}} \quad (4.167)$$

始点時刻と終点時刻での速度応答値を等しいとする定常条件から、次の関係が導かれる。

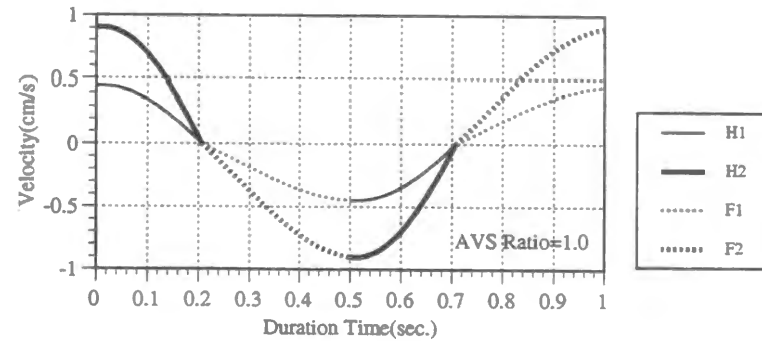
$$\tilde{\alpha}_i(T_{ST0}) = \frac{\pi\beta_i(c^2+1)}{4\omega_{Fi}c(c-1)} \quad (4.168)$$

$$c = \sqrt{1+\gamma} \quad (4.169)$$

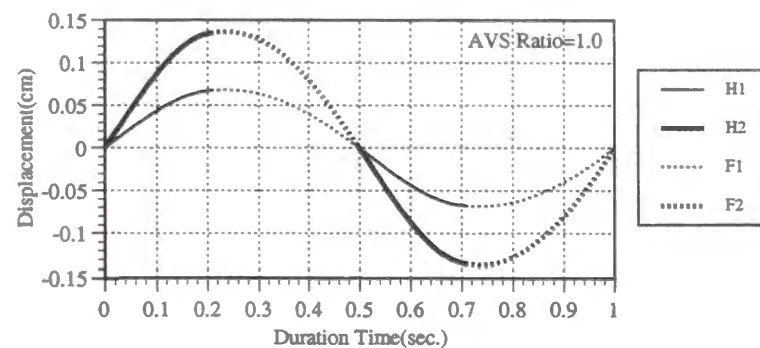
4.4.2.3と同じ諸元を設定した2DOF-PAVSモデルを用いて、各剛性状態の速度、変位応答解を算定し、定常状態の応答時刻歴、応答軌道曲線を図示する(図4.17,図4.18)。

$$\Omega_a = \left\{ \frac{(1+\sqrt{2})\pi}{\sqrt{2}} \right\}^2$$

$$[M] = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}, [K] = \begin{bmatrix} 5\Omega_a & -2\Omega_a \\ -2\Omega_a & 2\Omega_a \end{bmatrix}, [K_C] = [K]$$



速度応答時刻歴



変位応答時刻歴

図 4.17 定常応答の時刻歴

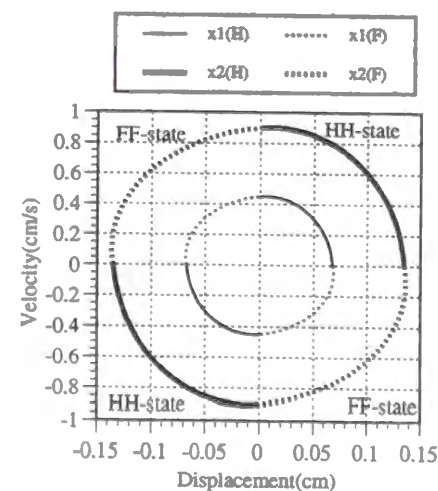


図 4.18 相平面での定常応答軌道

この定常応答過程では、層間変形を各層で均一とした固有振動モードの特性が保持されている。そして、(4.168)式で与えられる初期条件のもとで区間共振型正弦波による強制振動が始まると、直ちに定常状態となる。(4.168)式で与えられる定常振幅は可変剛性倍率の関数であり、SDOF-AVSモデルと同様に、2DOF-PAVSモデルの低減評価曲線を与える(図4.19)。SDOF-AVSモデルの低減曲線との違いは、刺激係数と固有振動モードの振幅係数が乗ぜられる点である。

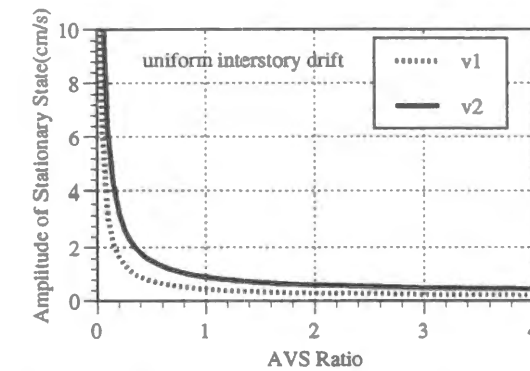


図 4.19 区間共振型正弦波による低減評価曲線

#### 4.4.4 力学的エネルギー準位の評価

SDOF-AVSモデルでは、運動エネルギーとひずみエネルギーの相補的關係と1層部位と2層部位での力学的エネルギー準位をしめした。本項では各層部位における力学的エネルギー準位値の和として2DOF-PAVSモデルの力学的エネルギー準位値を求める。力学的エネルギー準位値は1層部位と2層部位の力学的エネルギー準位値の和とする。

$$V_H(t) = V_{1H}(t) + V_{2H}(t) \quad (4.170)$$

$$V_F(t) = V_{1F}(t) + V_{2F}(t) \quad (4.171)$$

$$V_{1H}(t) = \frac{m_1 \dot{x}_1(t)^2}{2} + \frac{(1+\gamma)k_1 x_1(t)^2}{2} \quad (4.172)$$

$$V_{2H}(t) = \frac{m_2 \dot{x}_2(t)^2}{2} + \frac{(1+\gamma)k_2 \{x_2(t) - x_1(t)\}^2}{2} \quad (4.173)$$

$$V_{1F}(t) = \frac{m_1 \dot{x}_1(t)^2}{2} + \frac{k_1 x_1(t)^2}{2} \quad (4.174)$$

$$V_{2F}(t) = \frac{m_2 \dot{x}_2(t)^2}{2} + \frac{k_2 \{x_2(t) - x_1(t)\}^2}{2} \quad (4.175)$$

##### 4.4.4.1 過渡応答過程の力学的エネルギー準位値

4.4.2.2節で導いた、指定1次固有値を $\Omega_a$ 、各層での層間変形を均一とした1次固有値、1次固有モード指定設計の閉形解から基本構造物を設計した2DOF-PAVSモデルの区間共振型正弦波による過渡応答過程での各層、及び両者の和である全体系での力学的エネルギー準位値を求め時刻歴を示す(図4.20)。また、この全体系の力学的エネルギー準位値と、2層部位の速度、変位応答による応答軌道曲線を組合せた力学的エネルギー準位軌道曲線を示す(図4.21)。

これらの図から以下の力学的エネルギー準位に関する特性が認められる。



(a) 基本剛性から硬化剛性に切換わる状態

変位応答分布が零であり、力学的エネルギー準位値は運動エネルギー値だけで、速度応答値が連続であるため力学的エネルギー準位値は連続となる。2層部位での力学的エネルギー準位が極大となり、1層部位での力学的エネルギー準位が極小になる。

(b) 硬化剛性から基本剛性に切換わる状態

速度応答分布が零で、力学的エネルギー準位値はひずみエネルギー値だけになる。剛性の切換えにより、全体系での力学的エネルギー準位値は次式の不連続量をもつ。

$$V_H(t) - V_F(t) = \frac{\gamma}{2} \left[ k_1 x_1(t)^2 + k_2 \{x_2(t) - x_1(t)\}^2 \right] \quad (4.176)$$

この力学的エネルギー準位値の低下は、可変剛性装置によるエネルギー吸収による。変位応答分布では固有振動モードが保持されており、層剛性が大きい1層部位の力学的エネルギー準位は2層部位よりも大きくなる。

硬化剛性から基本剛性に切換わる際に力学的エネルギー準位は低減するが、継続時間が長くなるに従い、全体系の力学的エネルギー準位値の増加量は徐々に小さくなり、一定値に漸近する。

#### 4.4.4.2 定常応答過程の力学的エネルギー準位値

4.4.3節の定常振動に対して、同様な各層、及び全体系での力学的エネルギー準位値を算定する。剛性切換え時刻における応答値と力学的エネルギー準位値を表4.4に示す。

表4.4 剛性切換え時の応答値と力学的エネルギー準位値 (tonf \* cm \* s)

	時刻	速度応答値		変位応答値		力学的エネルギー準位
		1F	2F	1F	2F	
HH-state	$T_{ST0}$	0.45	0.9	0	0	0.5062
HH-state	$T_{ST1}$	0	0	0.0675	0.135	0.6557
FF-state	$T_{ST1}$	0	0	0.0675	0.135	0.3278
FF-state	$T_{ST2}$	-0.45	-0.9	0	0	0.5062

基本剛性から硬化剛性に至る半サイクルの過程では全体系の力学的エネルギー準位は連続的に増加する。時刻( $T_{ST1}$ )での硬化剛性から基本剛性への切換え時に、力学的エネルギー準位値は1/2になる。このエネルギー低減量は可変剛性装置に吸収される量で、可変剛性倍率( $\gamma$ )に依存している。定常状態では基本剛性と硬化剛性の半サイクルの過程で共振正弦波により付与されるエネルギー量が可変剛性装置の吸収エネルギーに置換されることで定常状態となっている。

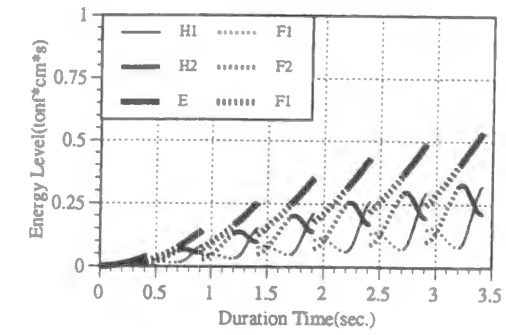
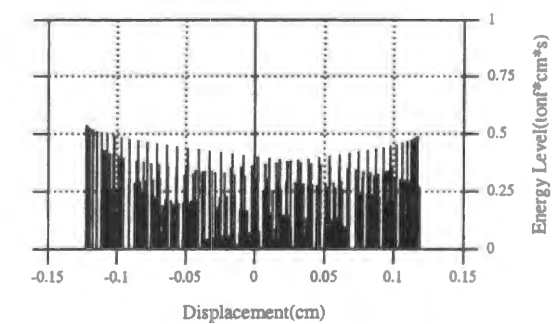
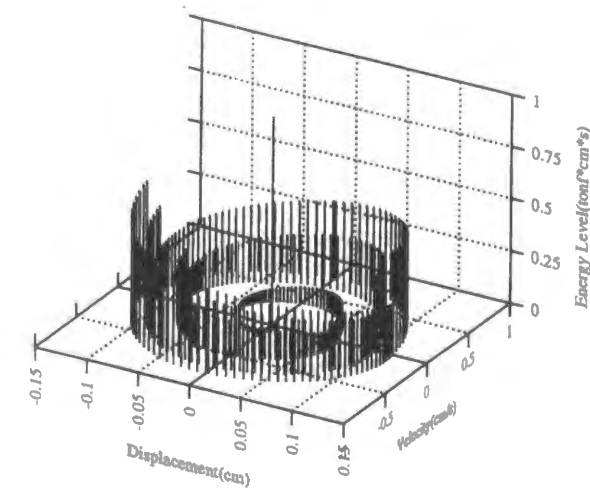


図 4.20 過渡応答における力学的エネルギー準位時刻歴



相空間における過渡応答軌道

図 4.21 区間共振型正弦波(1次固有振動モード比例)



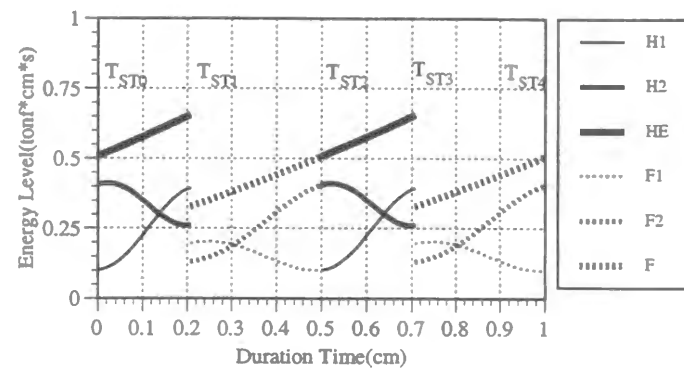
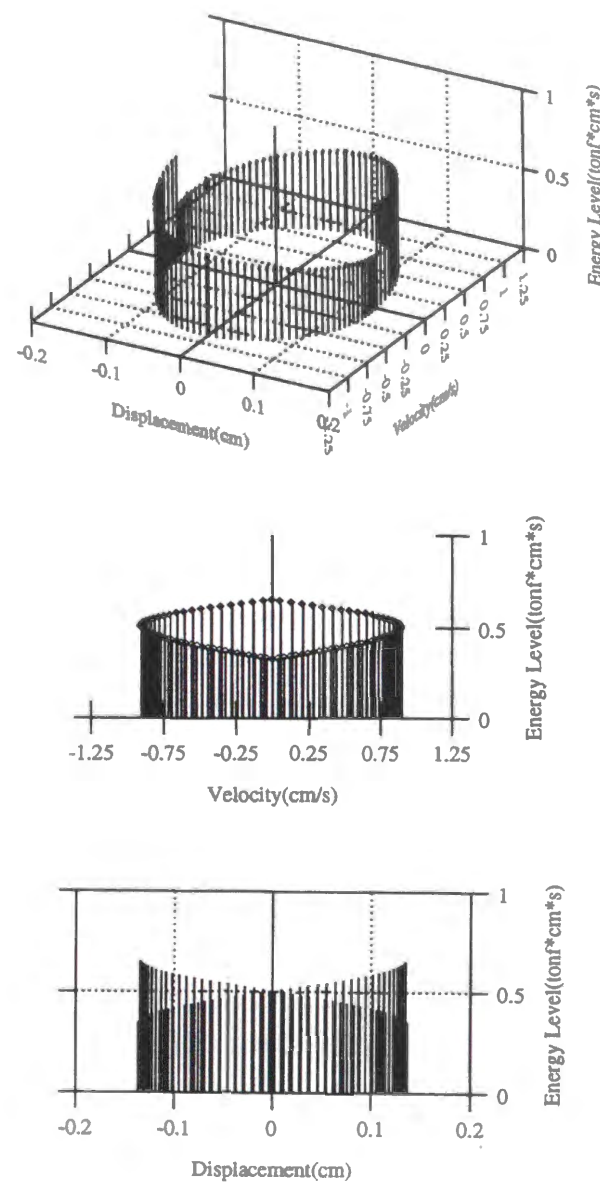


図 4.22 定常応答における力学的エネルギー準位時刻歴



相空間における定常応答軌道

図 4.23 区間共振型正弦波(1次固有振動モード比例)

#### 4.5 結論

可変剛性システムを導入した多層構造物を以下の条件でモデル化した。

(条件-1) 基本構造物を集中質量-せん断型バネモデルで表し、中村恒善らによる1次固有周期・1次固有モード指定設計問題の閉形解を用いて基本構造物を設計した。

(条件-2) 可変剛性装置を層間連結法により各層に配置し、可変剛性値を各層の基本剛性値の比例倍(可変剛性倍率)で設定する。

この条件のもとでは、2自由度可変剛性(2DOF-PAVS)系は多自由度系としての一般性を失わず、可変剛性倍率が設計指標となる。

2DOF-PAVSモデルの固有値解析解から以下の特性を明らかにした。

(特性-1) 質量分布が同一で剛性値分布が比例的である全層硬化剛性状態と基本剛性状態では、固有振動モードは同形になる。

(特性-2) 単一の固有振動モードによる振動過程では、速度応答と変位応答が両層で同時に零になるため、自律型適応制御では剛性切換えが両層で同時に設定され、全層硬化剛性状態と基本剛性状態の2種類の剛性状態の切換えとなる。

特性-2により、2DOF-PAVSモデルの自由振動過程は、SDOF-AVSモデルと同様に、全層硬化剛性状態と基本剛性状態の2種類の解析解を四半サイクルごとに連結して記述できる。各固有振動モードでの自由振動過程の時刻歴と、速度応答と変位応答による相平面での応答軌道を図示し、以下の特性を明らかにした。

(特性-3) 単一の固有振動モードでの自由振動過程の1サイクルに要する時間は、全層硬化剛性状態と基本剛性状態の各固有振動周期の和の1/2で、これを擬似固有周期とする。

(特性-4) 単一の固有振動モードでの自由振動過程の1サイクルにおける振幅低減係数は可変剛性倍率の関数で導出される。

任意の初期速度分布を与えた自由振動は2種類の固有振動モードの連成となり、その振動過程は4種類の剛性状態の連結となるが、層間変形が零を過る状態を含む振動過程であれば、硬化剛性への復帰がなされ、その後の基本剛性への切換えによる力学的エネルギー準位の低減により、応答振幅値は漸減する。

自由振動過程での力学的エネルギー準位の低減比率を可変剛性倍率の関数で導出し、速度応答と変位応答の相平面に力学的エネルギー準位を加えた相空間の軌道曲線を図示し、応答低減が可変剛性装置によるエネルギー吸収によることを明らかにした。力学的エネルギー準位は、応答振幅に比べ、2乗の関係で低減する特性を明らかにした。

2DOF-PAVSモデルの強制振動過程の特性を評価するために、SDOF-AVSモデルと同様な区間共振型正弦波を設定し、これによる2DOF-PAVSモデルの過渡応答過程を解析解の連結で記述し、過渡応答過程の漸化式を導出した。この漸化式から1サイクルでの増分振幅量を可変剛性倍率の関数で導出し、外乱の継続に従い増分振幅量が零に漸近することから、定常応答状態の存在を証明した。定常振幅を可変剛性倍率の関数として導出し、この関数を低減評価曲線として図示し、可変剛性倍率を大きくすることで、定常振幅を小さくできる特性を解明した。

この単一の固有振動モードでの2DOF-PAVSモデルの応答低減特性は、可変剛性システムを導入した多層構造物を条件-1、条件-2でモデル化した時の一般的な動的応答特性であり、導かれた閉形解は可変剛性システムの導入による多層構造物の振動低減特性を証明するものである。

#### 4.6 参考文献

- [4.1] T.Kobori, H.Kanayama, S.Kamagata: Rigidity Conctrol System for Variable Rigidity Structure, United State Patent, #4,964,246, Oct., 23,1990
- [4.2] 小堀鐸二、高橋元一、鎌形修一:構造架構の可変長型可変剛性ワイヤーブレース、特許公報、特公平5-72489、1993年10月12日
- [4.3] 小堀鐸二、金山弘雄、鎌形修一:制震構造架構の剛性制御装置、特許公報、特公平6-76738、1994年9月28日
- [4.4] Takuji KOBORI, Shuichi KAMAGATA:Dynamic Intelligent Buildings Analytical Simulator, Microcomputers in Civil Engineering 7, pp265-281,1992
- [4.5] 小堀鐸二、鎌形修一:自律型適応制御による可変剛性型制震システム - 制震構造の研究 - AJI構造系論文集、第420号、pp.121-131、1991年2月
- [4.6] 小堀鐸二、鎌形修一:多層構造物への可変剛性型制震システムの配置法 - 基礎連結法 - AJI構造系論文集、第438号、pp.65-74、1992年8月
- [4.7] 小堀鐸二、鎌形修一:多層構造物への可変剛性型制震システムの配置法 - 層間連結法 - AJI構造系論文集、第444号、pp.33-41、1993年2月
- [4.8] 鎌形修一:応用力学シリーズ2/建築構造物の設計力学と制御動力学/第8章可変剛性型制震システムの性能評価、日本建築学会、1994年11月15日
- [4.9] Shuichi KAMAGATA, Takuji KOBORI: Autonomous Adaptive Control of Active Variable Stiffness System for Seismic Ground Motion, the proceedings of the 1WCSC, vol.2, TA4-33, Los Angeles, CA, August 1994
- [4.10] 鎌形修一、小堀鐸二:自律型適応制御による可変剛性型制震システム(自由振動と強制振動の解析解)、第9回日本地震工学シンポジウム、pp.1981-1986、1994年12月
- [4.11] 田治見宏:建築振動学、コロナ社
- [4.12] Tsuneyoshi NAKAMURA & Takashi YAMANE: Optimum Design and Earthquake-response Constrained Design of Elastic Shear Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.14, 797-815, 1986
- [4.13] 中村恒善:応用力学シリーズ2/建築構造物の設計力学と制御動力学/第1章 逆固有振動問題と設計力学、日本建築学会、1994年11月
- [4.14] 竹脇出:応用力学シリーズ2/建築構造物の設計力学と制御動力学/第3章 弾性支持された構造物の設計力学、日本建築学会、1994年11月
- [4.15] 中村恒善、竹脇出、島野幸弘:混合型逆定式化による建築骨組-杭-地盤連成系の地震時設計ひずみに対する剛性設計、日本建築学会構造系論文報告集、第440号、pp.43-56、1992年10月
- [4.16] Tsuneyoshi NAKAMURA, I.TAKEWAKI & Y.ASAOKA: Sequential Stiffness Design for Seismic Drift Ranges of A Shear Building-Pile-Soil System, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.25, pp.1405-1420,1996

#### 第5章 地震時層間変形制約条件を満たす1自由度可変剛性構造モデル

構造物の設計過程では建設サイトに固有の設計用スペクトルが設定される。現行の耐震規定での設計用スペクトルは地盤種別により設定される。また、特殊な重要建築物では、建設サイト周辺での想定断層をもとに設計用スペクトルが設定される。設計力学的な設計手順では、与えられた設計用スペクトルに対して構造物の応答が、所定の制約条件を満たすように、構造物の性能を直接的に設計する手順を提示する。

##### 第5章での記号表

$k$ : 基本構造の剛性値  
 $k_C$ : 可変剛性値  
 $\gamma (= k_C/k)$ : 可変剛性倍率  
 $t$ : 時間変数  
 $g(t)$ : 模擬地震波の包絡関数  
 $x(t), \dot{x}(t), \ddot{x}(t)$ : 構造物の応答値(変位、速度、加速度)  
 $T_R$ : 可変剛性構造モデルの擬似固有周期  
 $T_F$ : 可変剛性構造モデルの基本固有周期  
 $T_H$ : 可変剛性構造モデルの硬化固有周期  
 $\phi_A$ : 外乱の加速度振幅  
 $\omega_R$ : 擬似固有円振動数  
 $\delta$ : 変動係数  
 $\sigma$ : 標準偏差  
 $\mu$ : 平均値  
 $\eta$ : 振幅低減率

##### 5.1 序

制震構造の研究の初期段階では、数値解析による各種の応答解析を行い、自律型適応制御による可変剛性システムを導入した構造物では、あたかも線形系のように、地震波の入力レベルと地震応答の最大応答レベルの間に比例関係があることを明らかにした。そして、可変剛性倍率をパラメータにした地震応答曲線では、地震記録波に固有な卓越成分による共振応答成分が低減され、滑らかな応答曲線になることを示した。この性能特性からは、いかなる地震動に対しても、可変剛性構造モデルの地震応答曲線は一定の応答倍率に近づくことが期待された。

この自律型適応制御によるSDOF-AVSモデルに関して、自由振動や区間共振型正弦波による過渡応答や定常応答の特性を表す閉形解も導出した。そこでは、擬似固有周期の概念を導入し、共振応答曲線や、擬似固有周期をパラメータにした可変剛性倍率と定常応答振幅の関係(低減評価曲線)を示し、可変剛性倍率を大きくすることで、定常応答振幅を単調減少できる応答低減特性を明らかにした。この特性は特定の定常外乱に関して導いたもので、可変剛性システムの振動抑制特性を証明することはできるが、設計用地震力に対する可変剛性装置の必要性能を求める尺度は与えていない。

本章では、設計用スペクトルに適合した模擬地震波群を設定し、数値解析により地震応答の解集合を求め、平均応答曲線と低減評価曲線により、自律型適応制御によるSDOF-AVSモデルの地震応答特性を明らかにする。また、設計用スペクトルに内接する条件で入力レベルを調整した観測地震波と区間共振型正弦波での応答曲線を模擬地震波での平均応答曲線と比較し、模擬地震波群による平均応答値が上限値を与える特性を確認する。



## 5.2 模擬地震波群の特性

構造物の耐震安全性を評価する方法には、確定的手法と確率的手法がある。前者は、設計用地震力を、設計用スペクトルや設計用地震波を与え、それによる構造物の応答値を評価する。これに対し、後者では、設計用地震波群の集合を与え、それによる構造物の応答集合から確率的に安全性を評価する。

確率的手法による耐震安全性の評価に関しては、Freudenthal、篠塚らが先駆的な研究を行った[5.1]。しかし、構造物に被害を生じさせるような地震動はまれな事象で、大きな地震動の記録波は少ないことから、信頼性の高い地震波集合を与えることは難しい。また、構造物の極限状態のばらつきも大きく、その確率的モデル化にも難しさがある。これらの理由から、確率的手法が構造物の耐震性の評価は限定的にしか利用されていない[5.2,3]。

ここでは、設計用応答スペクトルがあらかじめ設定されているとし、その設計用スペクトルに適合した模擬地震波群による平均応答値が上限応答値を与えること示す。そして、その平均応答値から、設計指標である可変剛性倍率と最大応答値の関係を導出する。

### 5.2.1 設計用スペクトルの設定

本章では、設計用スペクトルとして次の6点の周期における速度応答値をコントロール点とした速度応答スペクトルを設定する[5.8]。

(a) 0.02秒	0.64cm/s	(b) 0.03秒	0.96cm/s
(c) 0.125秒	10.96cm/s	(d) 0.579秒	50.75cm/s
(e) 3.78秒	50.75cm/s	(f) 5.0秒	38.41cm/s

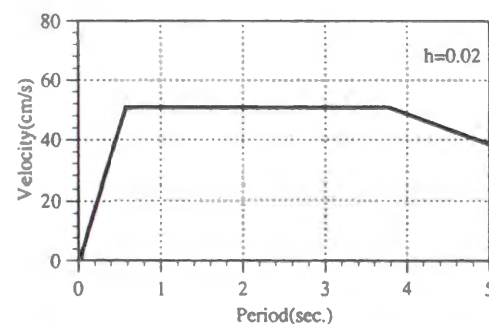


図5.1 目標速度応答スペクトル

### 5.2.2 模擬地震波群

設計用地震力を規定する方法としては、加速度振幅や速度振幅を規定する方法が一般的に採用されている。本論では竹脇がSIMQKEプログラムを用いて、以下の条件で設定した、20波の模擬地震波集合を採用する[5.8]。構造物の減衰定数を2%とし、最大速度応答値が50cm/sの図5.1の設計用応答スペクトルに適合させる。離散化刻み時間は0.01秒、継続時間は25秒とした。

継続時間軸上の特性は、Jennings型の包絡関数で規定し、位相特性を一様分布とした。

$$\begin{aligned} g(t) &= (t/3)^2 & ; & [0 \leq t \leq 3] \\ g(t) &= 1 & ; & [3 \leq t \leq 12.5] \\ g(t) &= \exp[-0.24(t-12.5)] & ; & [12.5 \leq t \leq 25] \end{aligned} \quad (5.1)$$

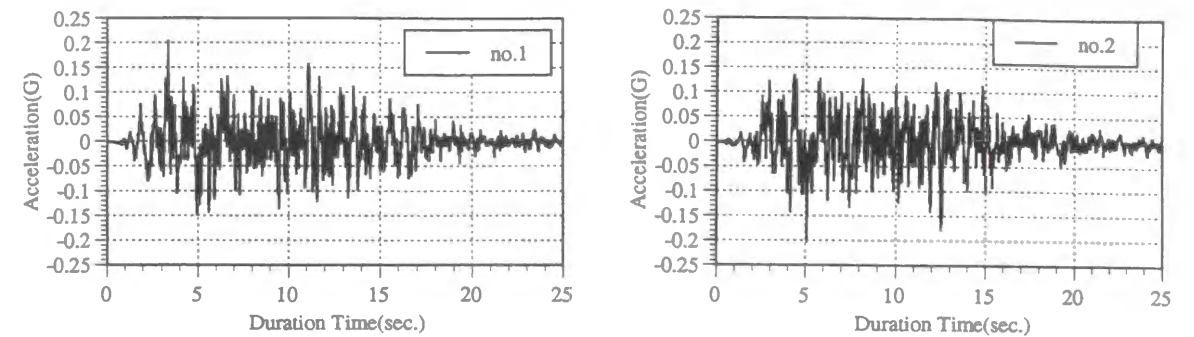


図5.2 時刻歴波形

これらの模擬地震波での変位応答をもとにした擬似速度応答スペクトルにより、目標設計用スペクトルに対する適合性を確認する。

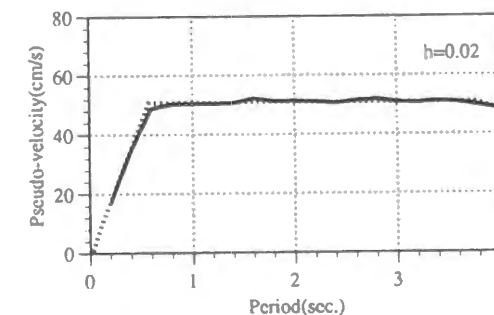


図5.3 模擬波による擬似速度スペクトルと設計用スペクトルの比較

## 5.3 模擬地震波群による地震応答集合の統計的評価

可変剛性システムを導入した構造物は、その地震応答特性が明確な装置を導入することで、構造物のモデル化の精度が高いと考えられる。1自由度可変剛性構造モデルの地震応答過程を算定する数値解析プログラムについては第2章、及び既発表の論文で説明している[5.4,6]。また、SDOF-AVSモデルに地震記録波を入力し、その地震応答結果を地震応答曲線として示している[5.4,5,6,7]。本章では、その数値解析プログラムを用い、各模擬地震波によるSDOF-AVSモデルの地震応答解析を行う。

### 5.3.1 平均応答曲線

擬似固有周期で等間隔に設定した20ケースの1自由度可変剛性構造モデル(0.2秒～4.0秒)を算定する。解析的な閉形解を導出するための解析モデルでは、基本構造物を無減衰としていたが、模擬地震波の適合条件において、構造物の減衰定数を2%に設定しているので、ここでは基本剛性状態での減衰定数を2%とする。これらの算定結果をもとに、各擬似固有周期系での平均応答値 $[\mu]$ と標準偏差値 $[\sigma]$ を求める。

$$\mu(T_R, \gamma) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |x_i(T_R, \gamma)| \quad (5.2)$$

$T_R$ : 擬似固有周期

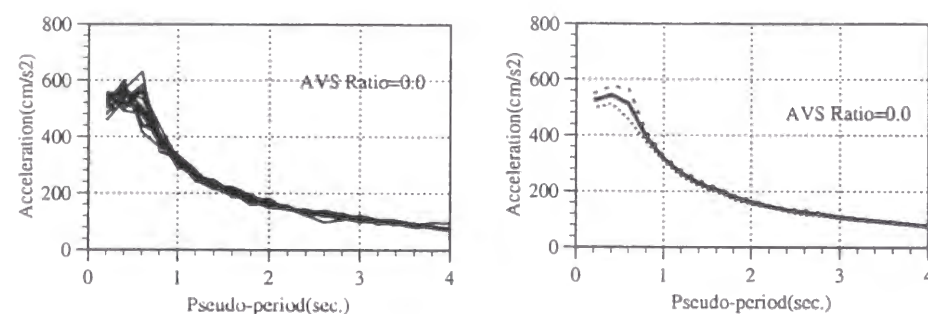
$\gamma \left( = \frac{k_C}{k} \right)$  : 可変剛性倍率

$$\sigma(T_R, \gamma) = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\|x_i(T_R, \gamma)\| - \mu(T_R, \gamma))^2} \quad (5.3)$$

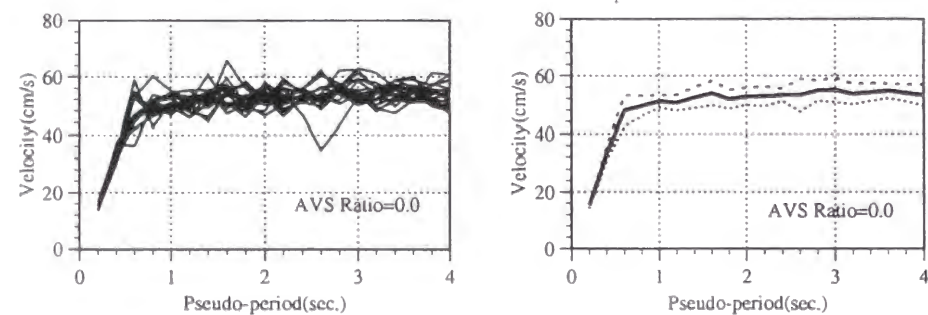
これらの算定結果から、20種類の模擬地震波群によるSDOF-AVSモデルの平均応答曲線を求める。平均応答曲線と、平均値から $\pm\sigma$ 隔たった $[\mu \pm \sigma]$ 応答曲線を示す。

解析条件

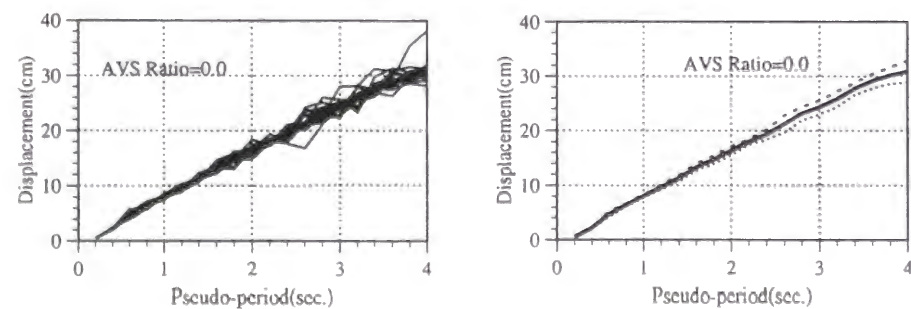
- (a) 可変剛性倍率 0.0, 1.0  
(b) 基本系の減衰 2%



加速度  $[\gamma = 0.0]$

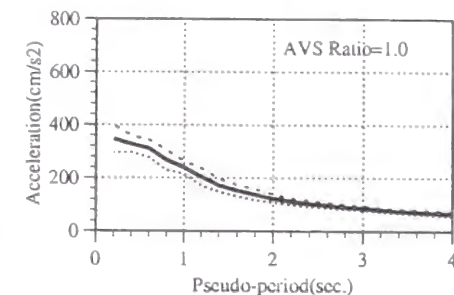
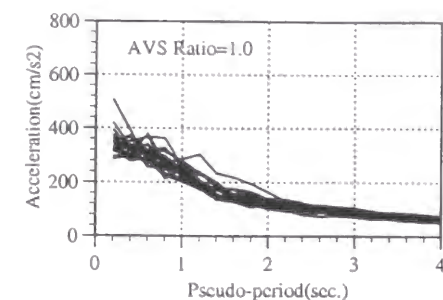


速度  $[\gamma = 0.0]$

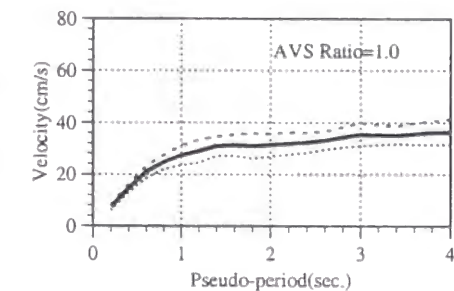
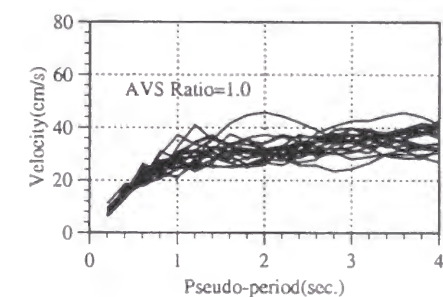


変位  $[\gamma = 0.0]$

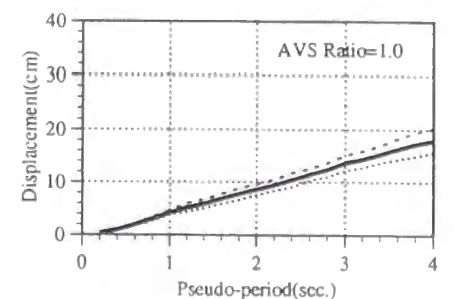
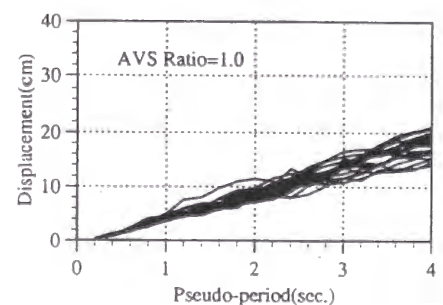
図5.4 SDOF-AVSモデルの平均地震応答曲線



加速度  $[\gamma = 1.0]$



速度  $[\gamma = 1.0]$



変位  $[\gamma = 1.0]$

図5.5 SDOF-AVSモデルの平均地震応答曲線

各可変剛性倍率での平均応答値の分散値を比較するために、各擬似周期系での変動係数を求め、その平均値を算定する。

$$\delta\{T_R(i), \gamma\} = \frac{\sigma\{T_R(i), \gamma\}}{\mu\{T_R(i), \gamma\}} \quad (5.4)$$

$$\bar{\delta}(\gamma) = \frac{1}{20} \sum_{i=1}^{20} \delta\{T_R(i), \gamma\} \quad (5.5)$$



表5.1 偏差量の平均値

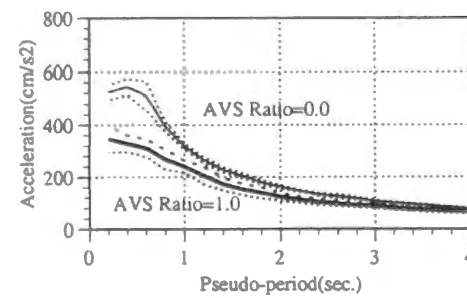
可変剛性倍率	標本数	加速度応答値	速度応答値	変位応答値
0.0	20-波	12.54	3.36	0.88
0.25	20-波	15.17	3.80	1.01
0.5	20-波	17.45	3.95	1.11
1.0	20-波	19.58	3.71	1.10

表5.2 変動係数の平均値

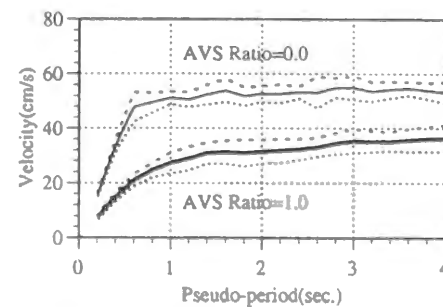
可変剛性倍率	標本数	加速度応答値	速度応答値	変位応答値
0.0	20-波	0.054	0.038	0.054
0.25	20-波	0.082	0.097	0.082
0.5	20-波	0.104	0.115	0.103
1.0	20-波	0.123	0.126	0.125

可変剛性倍率が大きくなるほど、加速度応答値の偏差量は大きくなるが、速度、変位応答値に関する偏差量はさほど変化しない。平均応答値の低減効果を反映し、可変剛性倍率が大きくなるに従い、いずれの応答値の変動係数も大きくなり、その増加傾向は、加速度、速度、変位応答値のいずれも、ほぼ同程度となる。

可変剛性倍率を0.0とした場合と、1.0とした場合の平均応答曲線を比較する。

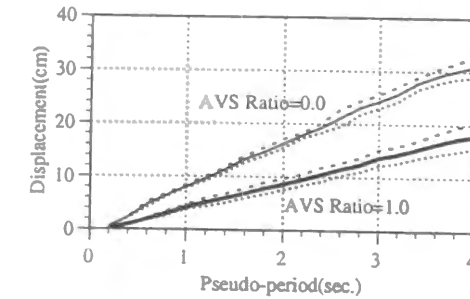


加速度応答曲線  $[\gamma = 0.0] \& [\gamma = 1.0]$



速度応答曲線  $[\gamma = 0.0] \& [\gamma = 1.0]$

図5.6(a) SDOF-AVSモデルの平均地震応答曲線 (20波集合)



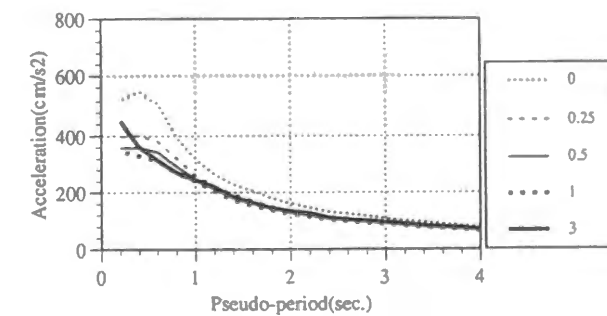
変位応答曲線  $[\gamma = 0.0] \& [\gamma = 1.0]$

図5.6(b) SDOF-AVSモデルの平均地震応答曲線 (20波集合)

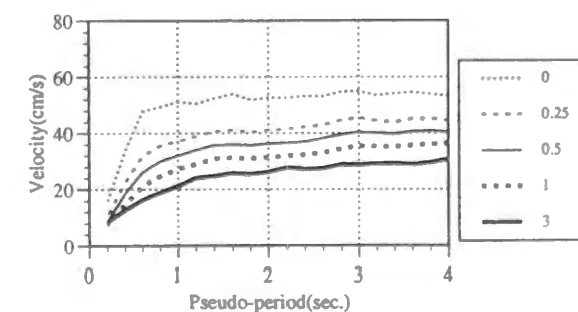
SDOF-AVSモデルでは基本剛性周期と硬化剛性周期が実際の振動状態での固有周期であるが、この応答曲線では横軸を擬似固有周期としており、可変剛性倍率が大きくなるほど、この双周期の擬似固有周期からの隔たりは大きくなる。この双周期特性により、加速度応答値では可変剛性倍率が大きくなるほど分散値が大きくなる傾向が見られる。しかし、応答曲線は全体的に滑らかな形状を示しており、可変剛性システムの導入による応答低減特性を示している。

この模擬地震波群を用いて、可変剛性倍率をパラメータとした平均応答曲線を比較する。

解析条件	模擬地震波	20波集合					
可変剛性倍率	0	0.25	0.5	1.0	3.0		
基本系の減衰	2%						

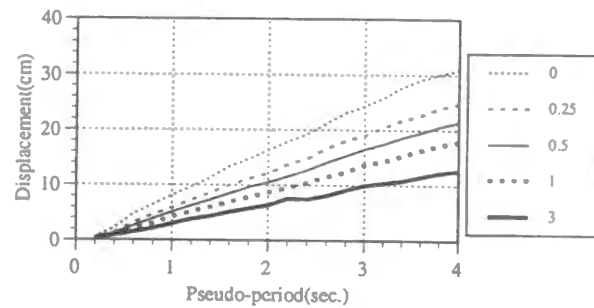


加速度応答曲線



速度応答曲線

図5.7(a) SDOF-AVSモデルの平均地震応答曲線



変位応答曲線

図5.7(b) SDOF-AVSモデルの平均地震応答曲線

(a) 加速度応答曲線

可変剛性倍率が1.0以下の範囲では、わずかながら可変剛性倍率を大きくするほど、最大応答値は小さくなるが、可変剛性倍率を3.0にした状態では、0.5秒以下の短周期域で最大応答値が大きくなる。これは、擬似固有周期に比べ短周期である硬化剛性状態による。

(b) 速度応答曲線

設計用スペクトルで一定応答値が設定されている0.5秒から3.0秒の周期域では、速度応答曲線はほぼ一定値であり、可変剛性倍率を大きくするほど最大応答速度は小さくなる。

(c) 変位応答曲線

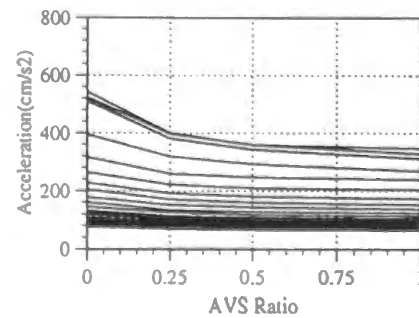
擬似固有周期が長くなるほど、最大応答値は線形的に増加し、可変剛性倍率を大きくするほど最大応答値は小さくなる。

5.3.2 平均振幅比率曲線

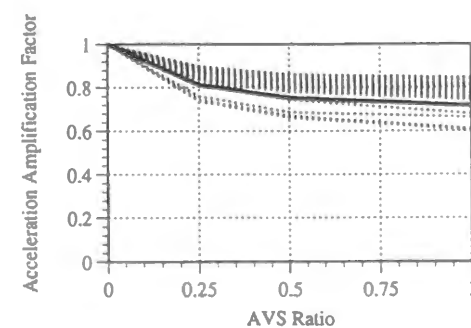
平均応答曲線において、可変剛性倍率を大きくするに従い、応答値が単調減少する特性が示された。可変剛性倍率が零の線形系の最大応答値に対するSDOF-AVSモデルの振幅比率と可変剛性倍率の関係（振幅比率曲線）を図示する。また、平均振幅比率曲線を併図する。

$$\eta\{T_R(i), \gamma\} = \frac{\|x\{T_R(i), \gamma\}\|}{\|x\{T_R(i), \gamma = 0\}\|} \quad (5.6)$$

$$\bar{\eta}(\gamma) = \frac{1}{20} \sum_{i=1}^{20} \eta\{T_R(i), \gamma\} \quad (5.7)$$

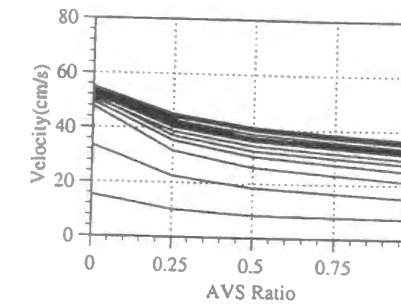


加速度応答値

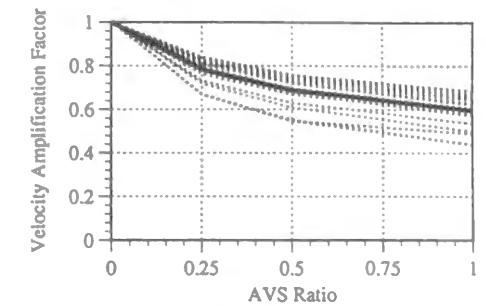


加速度振幅比率

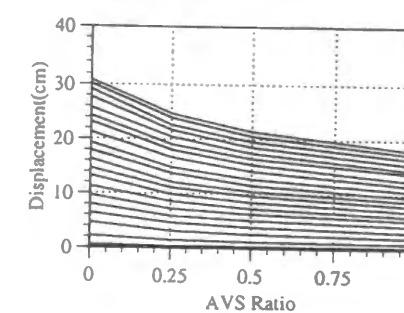
図5.8(a) 振幅比率曲線



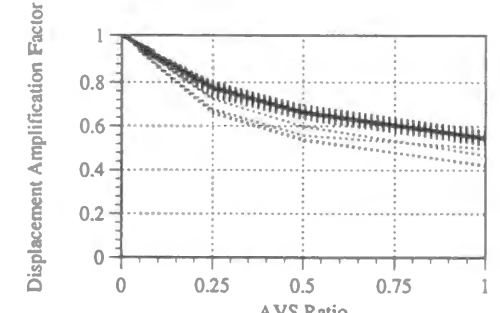
速度応答値



速度振幅比率



変位応答値



変位振幅比率

図5.8(b) 振幅比率曲線

振幅比率曲線では、可変剛性倍率が大きくなるに従い、振幅比率値が小さくなる。

(a) 加速度振幅比率

可変剛性倍率1.0での低減比率は、短周期範囲で約0.6、長周期範囲では約0.85、平均では約0.7である。

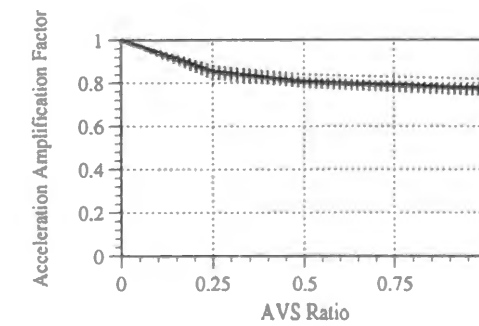
(b) 速度振幅比率

可変剛性倍率1.0での低減比率は、0.4から0.7の範囲にばらつき、平均値では約0.6である。

(c) 変位振幅比率

可変剛性倍率1.0での低減比率は、0.4から0.6の範囲にばらつき、平均値では約0.55である。変位、速度応答の低減率は加速度応答の低減率の概ね2倍になる。

設計用スペクトルで速度応答レベルを一定としている、1.0秒から3.0秒の範囲での11種類の擬似固有周期系の平均振幅比率曲線では、ばらつきは小さくなり、加速度、速度、変位応答に関する低減特性が明確になる。



加速度応答

図5.9(a) 1.0秒から3.0秒の擬似固有周期系での振幅比率曲線

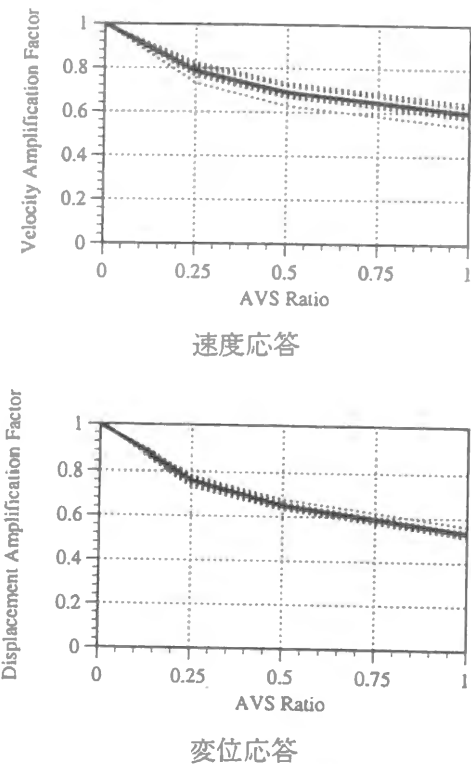


図5.9(b) 1.0秒から3.0秒の擬似固有周期系での振幅比率曲線

表5.3 振幅比率

可変剛性倍率	加速度	速度	変位
0.0	1.0	1.0	1.0
0.25	0.854	0.784	0.761
0.5	0.805	0.690	0.650
1.0	0.774	0.598	0.532

振幅比率を可変剛性倍率の関数として、次式で近似する。

$$\eta(\gamma) = \frac{1}{1 + a_1\gamma + a_2\gamma^2 + a_3\gamma^3} \quad (5.8)$$

加速度：  $a_1 = 0.952$   
 $a_2 = -1.210$   
 $a_3 = 0.550$   
 速度：  $a_1 = 1.366$   
 $a_2 = -1.175$   
 $a_3 = 0.482$   
 変位：  $a_1 = 1.489$   
 $a_2 = -1.040$   
 $a_3 = 0.430$

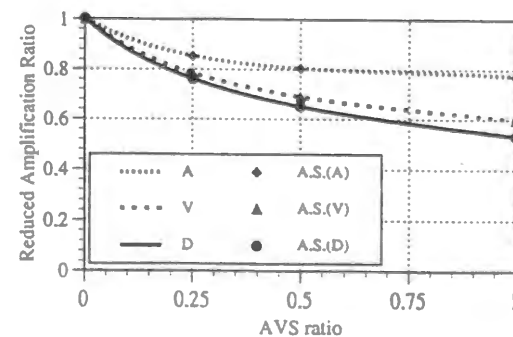


図5.10 振幅比率の評価曲線

## 5.4 地震時層間変形制約設計

### 5.4.1 基本構造物の設計

1自由度可変剛性構造モデルでは、次の関係で、設計速度スペクトル  $S_V(T_i; h)$  から設計変位スペクトル  $S_D(T_i; h)$  が求められる(図5.11)。

$$S_D(T_i; h) = \frac{S_V(T_i; h) \times T_i}{2\pi} \quad (5.9)$$

$T_i$  : 固有周期  
 $h$  : 減衰定数

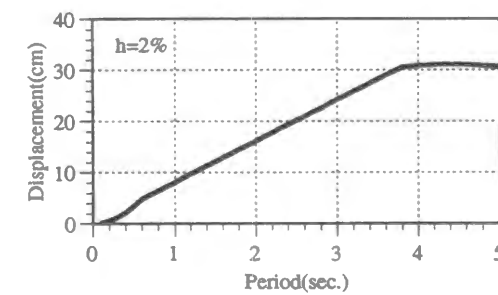


図5.11 設計用変位スペクトル

速度応答値が一定とされた0.579秒から3.78秒の範囲では、変位応答値は固有周期が長くなるに従い線形に増加する。この設計変位スペクトルは固有周期と最大変位応答値の関係を規定しており、最大応答値を指定する時に構造物の固有周期を設計する評価式と考えられる。

### 5.4.2 比例型可変剛性構造物の設計

前節では横軸を擬似固有周期とした応答曲線により可変剛性倍率と最大応答値の関係を明らかにし、SDOF-AVSモデルの振幅比率を可変剛性倍率の関数  $\eta(\gamma)$  で表した。変位応答値に関する振幅比率の評価式と設計変位スペクトルからは、擬似固有周期、可変剛性倍率、最大変位応答値の3軸で構成した空間に最大変位応答曲面を描くことができる(図5.12)。

$$\hat{S}_D(T_i; \gamma; h) = S_D(T_i; h) \times \eta(\gamma) \quad (5.10)$$

$$\eta(\gamma) = \frac{1}{1 + 1.489\gamma - 1.04\gamma^2 + 0.43\gamma^3} \quad (5.11)$$

ここでは、振幅比率の評価式を算定する際に用いた擬似固有周期範囲1.0秒から3.0秒の範囲について最大変位応答曲面を図示する。



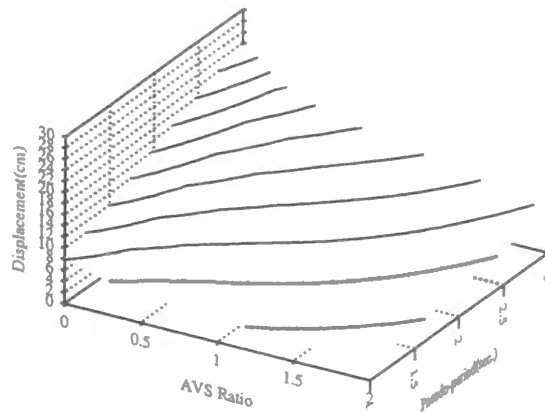


図5.12 設計変位スペクトルに対する最大変位応答曲面

この最大応答曲面から疑似固有周期と可変剛性倍率で構成した平面に最大変位応答値を一定値にした設計解列を描く(図5.13)。

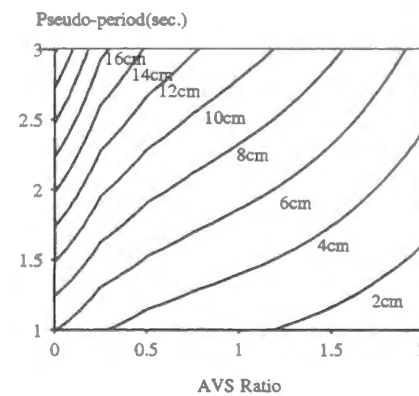


図5.13 等変位応答曲線

この等変位応答曲線は最大応答値を指定した時、多様な疑似固有周期と可変剛性倍率の組み合わせによる設計解が選択できることを示している。

## 5.5 観測地震波での応答評価

従来の設計過程では、構造物の地震応答特性を、特定の観測地震記録波での地震応答結果をもとに評価している。本節では、設計用スペクトルに適合した模擬地震波群での平均地震応答結果と、従来から用いられている観測地震記録波による地震応答との関係を確認する。

### 5.5.1 設計用スペクトルに内接する条件

現行の設計過程では、観測地震記録波の地動加速度、または、速度時刻歴の振幅が規定されている。これに対し本章では、構造物の応答に関する設計条件として、設計用スペクトルを設定している。そこで、5.2節で設定した、速度応答に関する設計用スペクトルにおいて内接関係が成り立つように観測地震記録波の振幅を規定する。一例として、El Centro(NS), Taft(EW)の記録波に関して、それらの速度応答スペクトルが設計用スペクトルに内接する条件から、加速度振幅を算定した結果を示す。

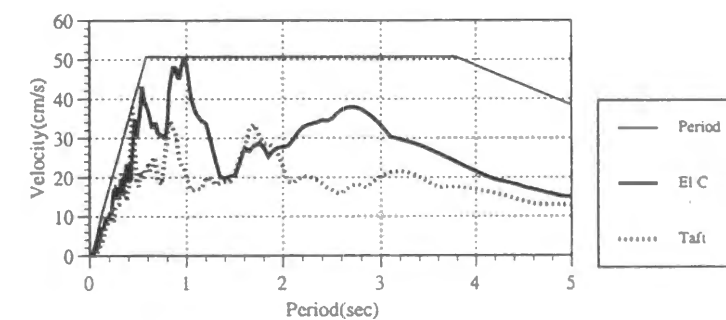


図5.14 設計用スペクトルに内接する地震記録波の応答スペクトル

El Centro(NS)  $142.3 \text{ cm/s}^2$   
Taft(EW)  $101.2 \text{ cm/s}^2$

El Centro(NS)波では、1.0秒付近の卓越成分で内接条件が規定され、1.0秒以下の短周期域で、設計用スペクトルに近い応答曲線となっている。これに対しTaft(EW)波では、0.4秒付近の設計用スペクトルでの速度応答値の小さい領域で内接条件が規定され、0.8秒以上での卓越成分は、設計用スペクトルに比べ、70%程度の応答値となる。

### 5.5.2 地震応答曲線

設計用スペクトルに内接する関係で振幅値を規定した、El Centro(NS), Taft(EW)の観測地震波での最大応答スペクトルを算定する。4種類の可変剛性倍率 (0.0, 0.25, 0.5, 1.0) を設定する。SDOF-AVSモデルの固有周期は、硬化剛性状態と基本剛性状態の2種類があり、各々に対応した固有周期が存在するが、応答スペクトルでの横軸には、疑似固有周期を設定した。

これらの結果からは、次の性能特性が認められる。

- (a) 加速度応答値は、可変剛性倍率を大きくしても、顕著な低減効果は得られない。特に、短周期域では、疑似固有周期よりも短い、硬化剛性状態での固有周期で、地震記録波に含まれる短周期成分の影響を受けるために、最大応答値が大きくなる可能性がある。
- (b) 速度、変位応答では、地震動に含まれる卓越成分に対する応答の増幅が抑制される。その結果、地震記録波の違いが応答曲線では小さくなる。速度応答に関しては、固有周期に関わらず、ほぼ一定値の最大応答値となり、変位応答に関しては、固有周期が長くなるに従い、最大応答値が大きくなる。



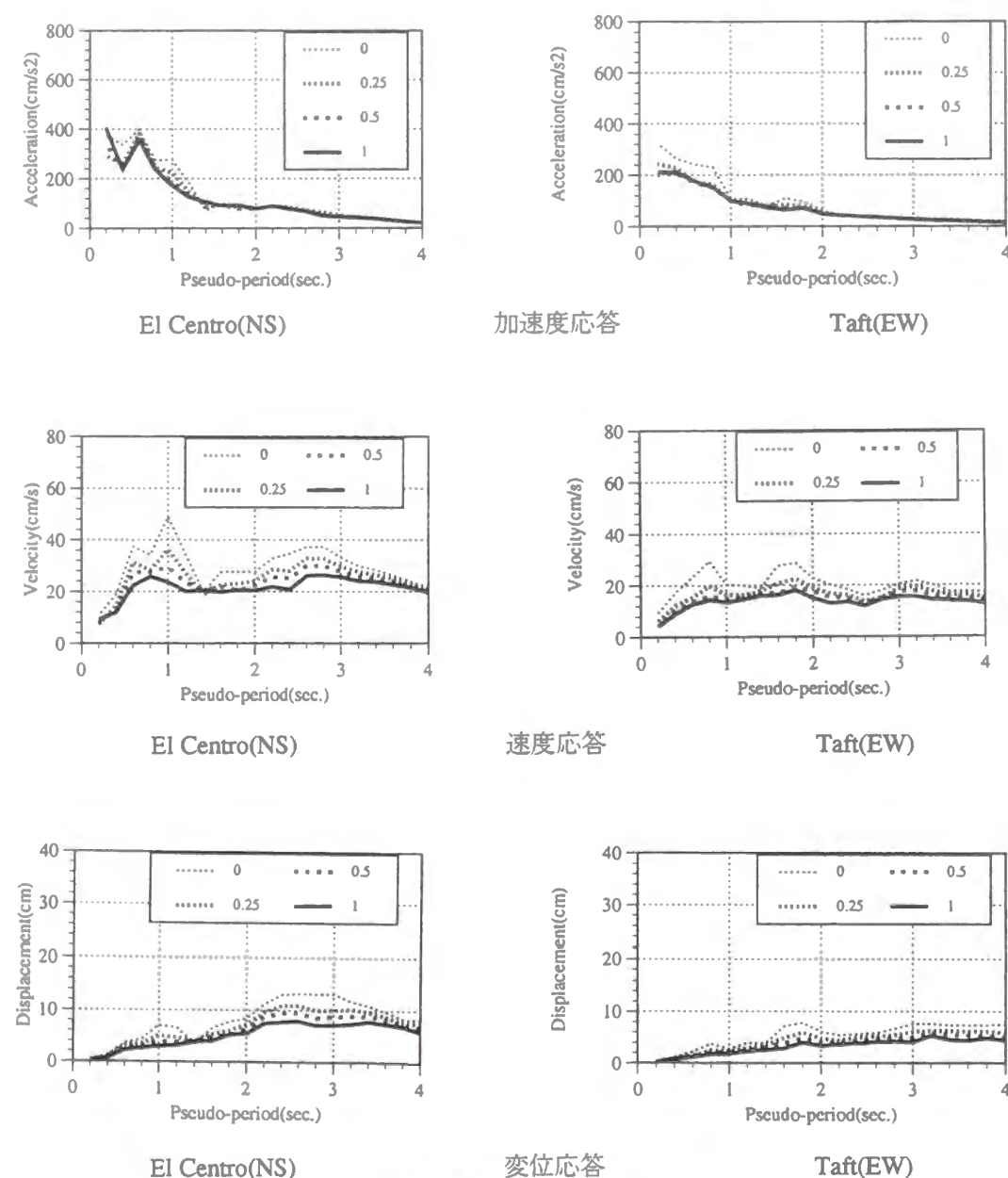


図5.15 観測地震波での地震応答スペクトル

### 5.5.3 模擬地震波群での平均応答値との比較

模擬地震波での平均応答スペクトルとEl Centro(NS), Taft(EW)波の応答スペクトルを併図する。

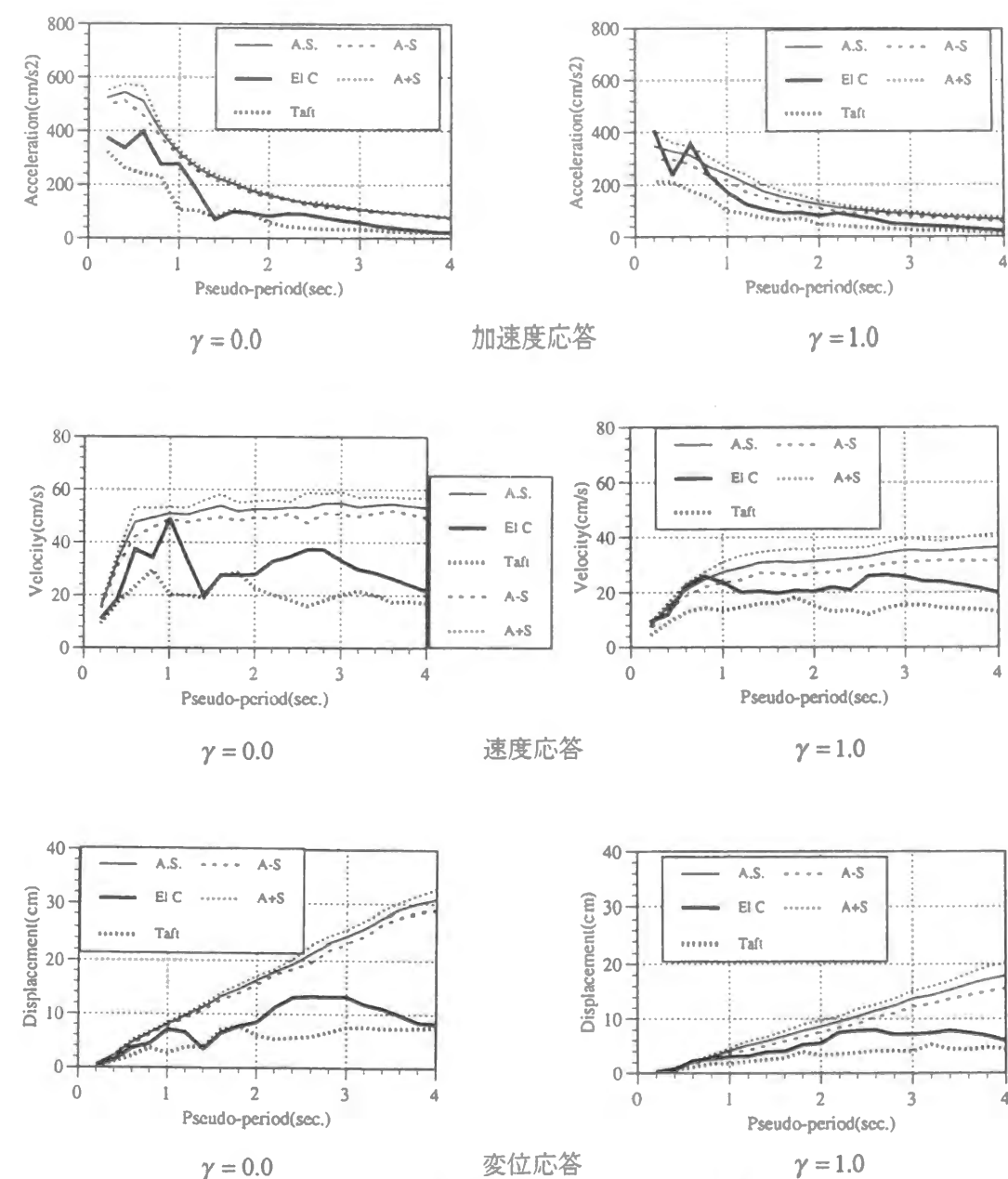


図5.16 地震応答スペクトルでの内接関係

以上の応答スペクトルの比較からは、以下の性能特性が認められる。

- (a) 可変剛性倍率を0.0とした状態では、通常の1自由度線形系の応答スペクトルであり、速度応答に関しては、設計用スペクトルに対する適合条件と内接条件を反映し、模擬地震波群での平均応答値に内包する関係が満たされている。また、加速度、変位応答に関しても、模擬地震波群による平均応答値は、観測地震波での応答値を内包する関係を満たしている。
- (b) 可変剛性倍率を1.0とした状態では、1.0秒以下の短周期領域で、El Centro(NS)波での応答値が、模擬地震波群での平均応答値を上回る状態もある。Taft(EW)波での応答値は、全ての周期領域で、模擬地震波群での平均応答値に内包されている。

このように、線形状態の応答スペクトルにおいて設定された内接関係が、可変剛性構造モデルで満たされなくなる要因には、模擬地震波と観測地震波の非定常特性の違いが考えられる。そこで、周波数帯域幅をパラメータとした周波数帯域濾過振幅スペクトル(付録-C)で地震波に含まれる卓越成分の最大振幅値を分析した。

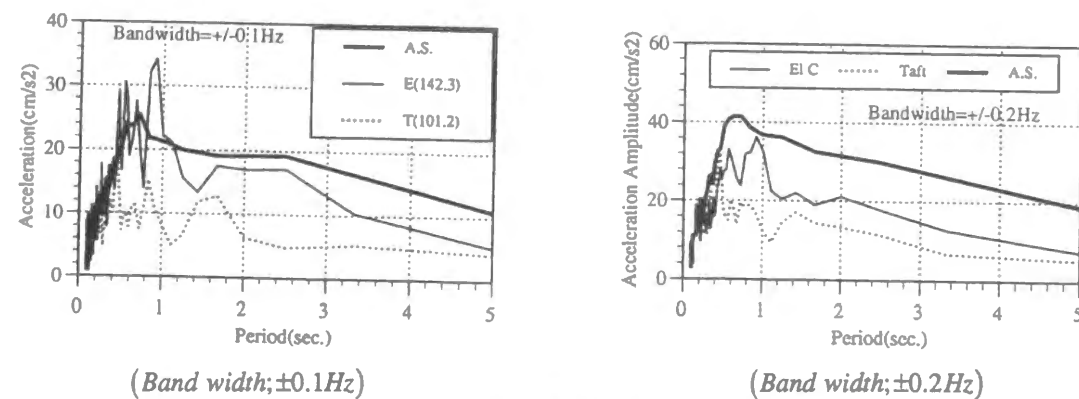


図5.17 周波数帯域濾過振幅スペクトル

周波数濾過帯域幅を  $\pm 0.1\text{Hz}$  とした周波数帯域濾過振幅スペクトルでは、1.0秒以下の周期成分で、El Centro(NS)波は模擬波より大きな振幅成分を有していることが分かる。即ち、El Centro(NS)波は、継続時間の短い1.0秒以下の周期領域で、狭い周波数範囲に限定した振動成分の最大振幅が模擬地震波群よりも大きいことを示している。これに対し、周波数濾過帯域幅を  $\pm 0.2\text{Hz}$  とした周波数帯域濾過振幅スペクトルでは、いずれの観測記録波に含まれる周期成分の加速度振幅も模擬地震波に含まれる周期成分の振幅値に内包される。

このような分析結果からは、可変剛性構造モデルでのEl Centro(NS)波による1.0秒以下の周期帯域での応答値が模擬地震波群による平均応答値を上回った原因の一つに、これらの地震外乱の非定常特性が推測される。このように可変剛性構造モデルでは、地震動に含まれる狭帯域の卓越振動成分が、構造物の最大応答値に関わってくるので、従来の応答スペクトルに加えて、周波数帯域濾過振幅スペクトルを設計用スペクトルとして導入することも考えられる。

## 5.6 区間共振型正弦波での応答評価

構造物の地震応答値を、有限長さの共振正弦波での最大応答値で評価する方法が、柴田碧らにより提示されている。この手法を導出する過程では、地震応答の振幅増幅率が4.5倍程度になるとして、共振正弦波の継続時間を3cyclesと設定している[5.9]。

### 5.6.1 設計用スペクトルに内接する条件

第3章では、SDOF-AVSモデルの剛性切換え時刻での応答値を最大にする条件から、区間共振型正弦波を導出した。この区間共振型正弦波に対してはAVSモデルにおいて定常応答が存在することを証明し、その定常応答での振幅値と可変剛性倍率の関係を低減評価曲線として示した。

ここでは、数値解析的な手法を用い、この区間共振型正弦波の応答により地震応答値を評価する方法を示す。この区間共振型正弦波の継続時間を1cycles, 2cycles, 3cycles, 4cycles, 5cyclesと設定し、それらによる速度応答スペクトルが設計用スペクトルに内接する関係から、区間共振型正弦波の振幅値を設定する。

区間共振型正弦波の特徴は、硬化剛性と基本剛性に対応した2種類の周波数成分を連結している点に加え、各剛性状態での正弦波の位相を設定している点にある。自律型適応制御では、静止状態で硬化剛性状態を設定する条件があり、区間共振型正弦波はcos関数から始まる図5.20のような波形になる。ここでは、擬似固有周期を1.0秒、可変剛性倍率を1.0に設定した

SDOF-AVSモデルにおける区間共振型正弦波を設定し、減衰定数を2%に設定した1自由度線形系における、この区間共振型正弦波の応答スペクトルを算定する。

$$\omega_R = 2\pi$$

$$\gamma = 0.0, 1.0$$

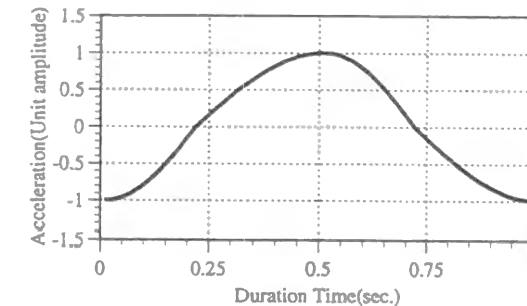


図5.18 区間共振型正弦波

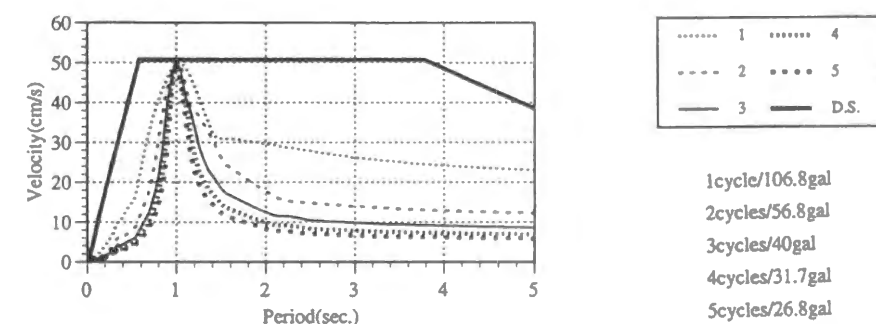


図5.19 区間共振型正弦波での速度応答スペクトルの内接関係

設計用スペクトルに対する内接条件から、1サイクルから5サイクルでの各継続時間の区間共振型正弦波の加速度振幅値は次のように求められる。

$$\begin{aligned} \phi_A(1\text{cycles}) &= 106.8\text{cm/s}^2 & \phi_A(2\text{cycles}) &= 56.8\text{cm/s}^2 \\ \phi_A(3\text{cycles}) &= 40.0\text{cm/s}^2 & \phi_A(4\text{cycles}) &= 31.7\text{cm/s}^2 \\ \phi_A(5\text{cycles}) &= 26.8\text{cm/s}^2 \end{aligned}$$

継続時間を短くするほど、区間共振型正弦波の最大振幅値は大きく設定される。即ち、地震動に含まれる卓越成分が短いと想定した場合、構造物の地震応答を所定の応答レベルに到達させるには、その振幅値を大きく設定する必要がある。

このように、特定の関数で規定できる定常外乱で地震応答の最大値を表すには、地震動に含まれる周波数成分の振幅値とその継続時間の組合せを考慮する必要がある。既往の地震記録波を分析し、地震動に含まれる卓越周期成分の振幅値を分析し、その値が経験値として規定できれば、設計用スペクトルに内接する関数型外乱の継続時間が一意に規定できることになる。

そこで、地震動記録波の分析のために考案した周波数帯域濾過振幅スペクトルを用い、模擬地震波群の周波数成分の振幅値を評価した。その結果、1.0秒付近での加速度成分の振幅値は  $40.0\text{cm/s}^2$  程度となり、5種類の継続時間で求めた加速度振幅と比較すると、3cyclesでの値に対応することが明らかになった。この結果をもとに、継続時間を3cyclesとした区間共振型正弦波



を、ここでの模擬地震波群に対応した関数型外乱とする。但し、実際の地震記録波に含まれる卓越成分の大きさや、周波数帯域幅の設定法などは、これから検討を要する課題である。

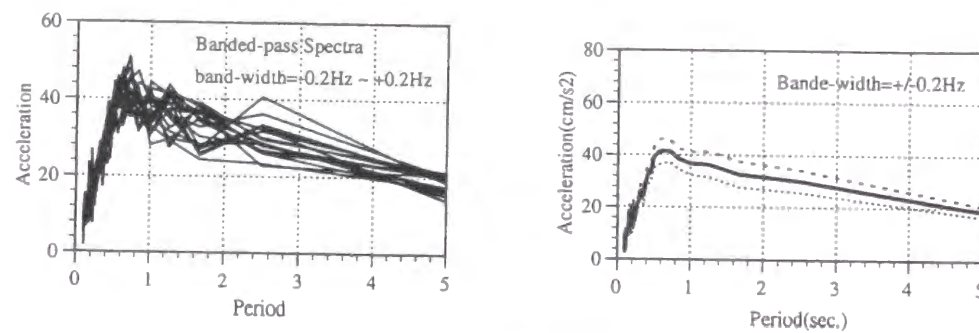


図5.20 周波数帯域濾過振幅スペクトル

### 5.6.2 区間共振型正弦波での応答曲線

各継続時間に対し振幅値を設定した区間共振型正弦波でのSDOF-AVSモデルの応答スペクトルを、設計用スペクトルに適合させた模擬地震波群での平均応答スペクトルと比較する。ここでは、擬似固有周期を0.5秒、2.0秒、3.0秒とした場合についても、3cyclesの継続時間を仮定し、設計用スペクトルに内接する条件から振幅を設定し、応答曲線を併図した。

$$\begin{aligned}\phi_A(0.5\text{sec}) &= 70.0\text{cm/s}^2 \\ \phi_A(2.0\text{sec}) &= 20.0\text{cm/s}^2 \\ \phi_A(3.0\text{sec}) &= 13.3\text{cm/s}^2\end{aligned}$$

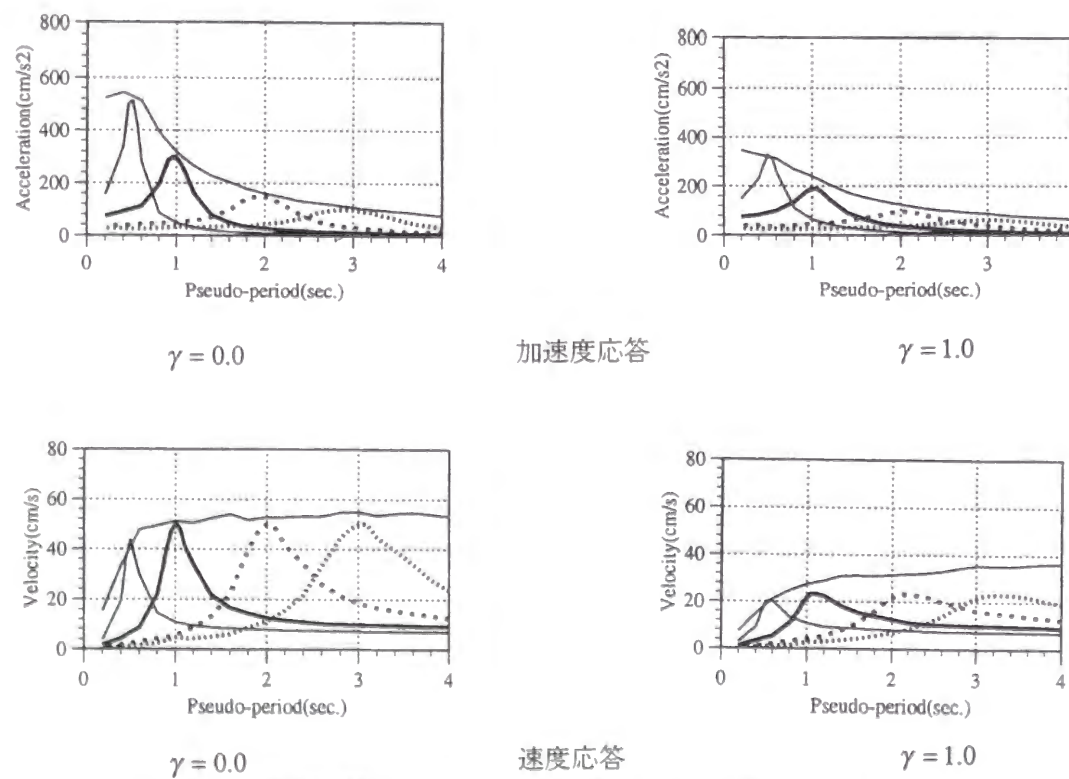
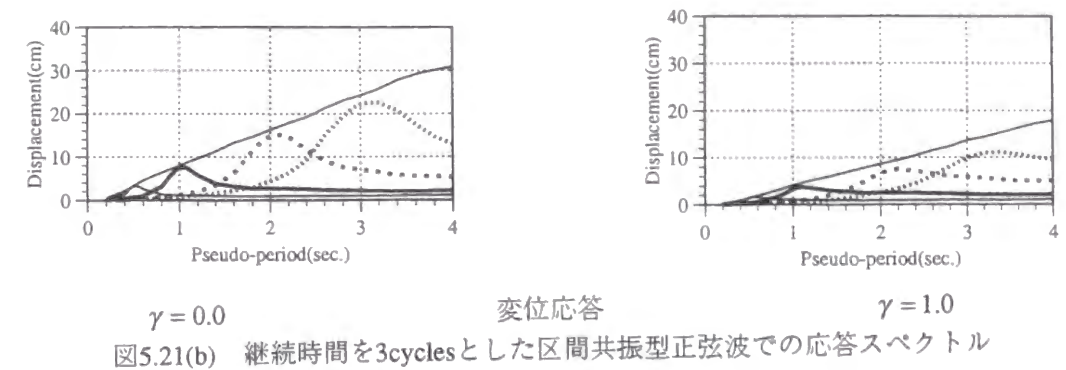


図5.21(a) 継続時間を3cyclesとした区間共振型正弦波での応答スペクトル



この結果からは、擬似固有周期を0.5秒と1.0秒としたAVSモデルでは、加速度、速度、変位応答値に内接する関係が満たされるが、2.0秒、3.0秒としたAVSモデルでは平均応答曲線より小さな値となる。

一方、模擬地震波群を周波数帯域濾過振幅スペクトルで分析した結果から、これらの擬似固有周期に対する振幅値を推定する。これらの振幅値で、設計用スペクトルに内接する条件から継続時間を設定すると、0.5秒では6cycles、2.0秒では2.0cycles、3.0秒では1.5cyclesとなる。

$$\begin{aligned}\phi_A(0.5\text{sec}) &= 40.0\text{cm/s}^2 \\ \phi_A(2.0\text{sec}) &= 28.0\text{cm/s}^2 \\ \phi_A(3.0\text{sec}) &= 25.0\text{cm/s}^2\end{aligned}$$

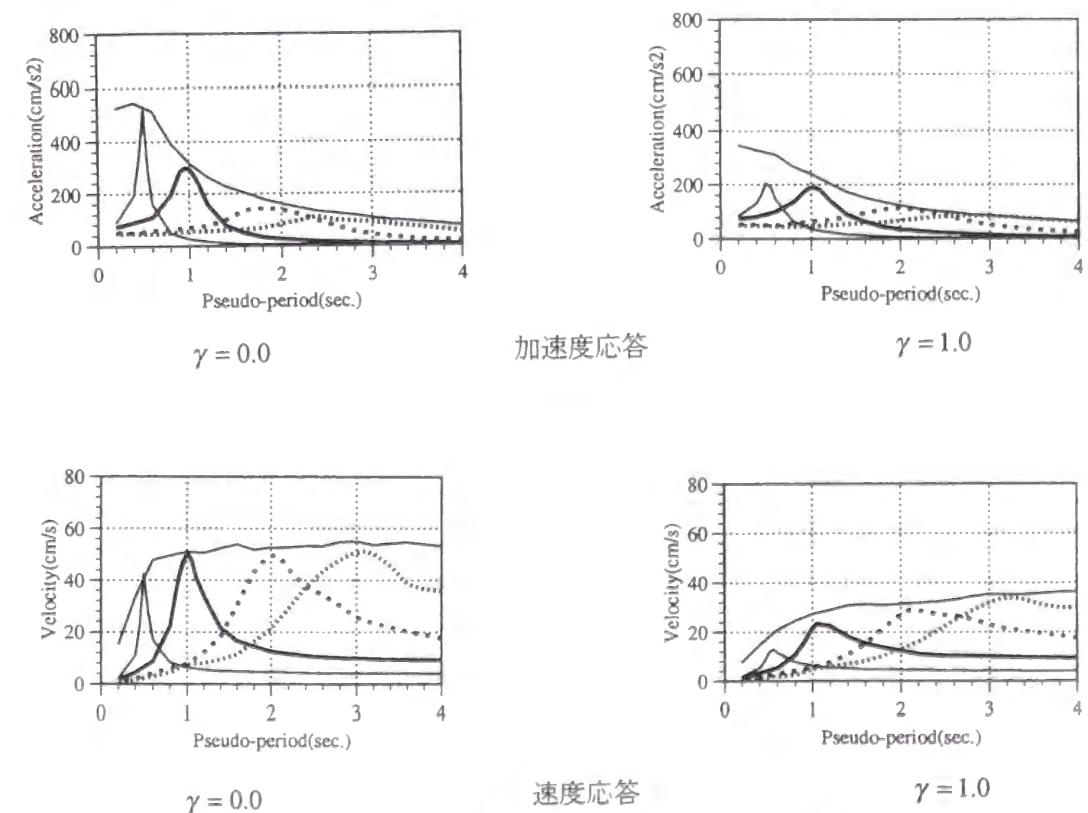


図5.22(a) 推定振幅値を用いた区間共振型正弦波での応答スペクトル

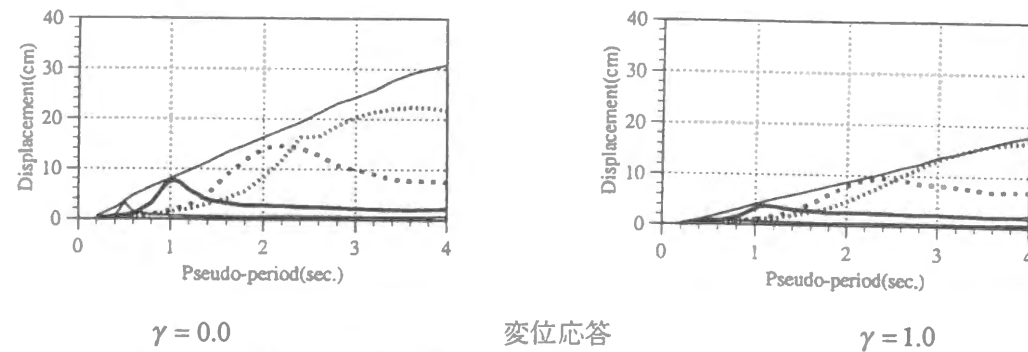


図5.22(b) 推定振幅値を用いた区間共振型正弦波での応答スペクトル

可変剛性倍率を0.0とした線形系の結果では、加速度、速度、変位応答のいずれに関しても、模擬地震波群による平均応答スペクトルに対し内接する関係が満たされている。このことから、加速度、速度、変位の応答値の間に、固有円振動を比例定数とした以下の関係が満たされていることが示される。

$$\ddot{x}_{MAX} = \omega_R \dot{x}_{MAX} = \omega_R^2 x_{MAX}$$

また、可変剛性倍率を1.0に設定した状態でも、擬似固有周期を1.0秒、2.0秒、3.0秒としたAVSモデルでは、同様な内接関係が保持されているが、0.5秒のAVSモデルでは模擬地震波群による平均応答値より小さな応答値となる。

これらの2種類の方法で区間共振型正弦波の振幅値と継続時間を設定し、基本構造物と可変剛性構造物の応答曲線を比較した結果から、1.0秒より短い周期成分に対しては、継続時間を3cycles程度として、加速度振幅を設定した区間共振波は、平均応答値に内接する応答値を生じさせる。また、1.0秒より長い周期成分に対しては、模擬地震波に含まれる周期成分の振幅値を設定した区間共振波が、平均応答値に内接する応答値を生じさせる。

これらの結果は、模擬地震波に含まれる周期成分の継続時間に関する特徴を推定させるもので、1.0秒より短い周期帯域では、3cyclesより長い継続時間を、1.0秒より長い周期帯域では3cyclesより短い継続時間を想定している。そして、模擬地震波を分析して推定した各周期成分の振幅値をもとにした区間共振型正弦波では、擬似固有周期を0.5秒としたAVSモデルの応答値は平均応答値より小さくなる結果から、継続時間が長い周期成分に対しては大きな振動抑制効果を有すると考えられる。

### 5.6.3 定常応答解と模擬地震波群による平均応答値の比較

継続時間を3cyclesとした区間共振型正弦波での最大応答値は、模擬地震波による平均応答曲線に内包される関係が前項で確認された。この区間共振波によるSDOF-AVSモデルの定常応答過程に関しては、以下の閉形解が導出されている。

$$\|x_{CS}(\omega_R, \gamma)\| = \frac{\pi \sqrt{1 + \gamma_{eq} + \gamma}}{(\gamma_{eq} + \gamma) \omega_R^2} \quad (5.12)$$

$\gamma_{eq} = 0.134$  (減衰定数2%に対する等価可変剛性倍率)

この定常変位応答振幅に、継続時間を3cyclesとして、設計用スペクトルに内接するように設定した区間共振型正弦波の振幅値を乗じた定常振幅値と、数値解析で算定した過渡応答過程での最大応答値を比較する。

表5.4 定常振幅と3-cyclesの区間共振型正弦波での変位振幅値の比較

$\omega_R = 2\pi$			
可変剛性倍率	過渡応答値	平均応答値	定常応答値
$\gamma = 0.0$	7.58	8.01	26.75
$\gamma = 0.25$	5.79	5.86	10.31
$\gamma = 0.5$	4.77	5.06	6.79
$\gamma = 1.0$	3.74	4.16	4.34

表5.4の結果からは、可変剛性倍率を1.0に設定した状態では、3cyclesの短い継続時間でも定常状態にはほぼ到達していることが示される。そして、3cyclesを継続時間とした区間共振型正弦波の振幅での定常応答値は、模擬地震波群による平均変位応答値(4.16cm)に対して上限値となっている。継続時間を3cyclesに固定した状態で、各可変剛性倍率に対応した共振型正弦波に対し同様な比較を行ってみると、可変剛性倍率に関わらず、平均応答値が、過渡応答値と定常応答値で挟まれる関係となる。過渡応答値は平均応答値の下限值となりうるが、 $\gamma = 0.25$ と $\gamma = 0.0$ での定常応答値は平均応答値に対する上限値としては過大な値となる。

### 5.7 結論

設計用スペクトルが与えられたときに、それに適合する模擬地震波群による構造物の平均応答値は、設計用スペクトルに対して上限的な性質を有する。そこで、設計用スペクトルに適合した模擬地震波群を設定し、数値解析によりSDOF-AVSモデルの地震応答群を求め、以下の性能特性を明らかにした。

(特性-1) 平均応答曲線は全周期帯域で滑らかで、観測地震波に見られる谷がなく、模擬地震波群はいずれの周期系に対しても上限的な応答を与える。

(特性-2) 速度応答曲線は設計用スペクトルに相似な形状で、周期に関わらずほぼ一定な応答値になり、加速度応答曲線は長周期になるに従い指数的に単調減少し、変位応答曲線は長周期になるに従いほぼ線形的に増加する。

(特性-3) 加速度応答曲線では、可変剛性倍率を大きくしても最大応答値の低減は得られないが、速度、変位応答曲線では、可変剛性倍率を大きくするほど、最大応答値が小さくなる。

擬似固有周期をパラメタとし可変剛性倍率と最大応答値の関係を低減評価曲線として図示し、可変剛性倍率を大きくすることで最大応答値を小さくできる特性を明らかにし、可変剛性倍率の関数として低減評価式を提示した。この低減評価式は入力レベルに依存しないため、異なる入力レベルを設定したときに、応答レベルを同一にするために必要な可変剛性倍率を求めることができる。この低減評価式をもとに地震時層間変形制約設計の手順を示した。

応答スペクトルが設計用スペクトルに内接する条件で、観測地震波の入力レベルを設定すると、短周期領域で観測地震波による応答曲線が、模擬地震波群による平均応答曲線を上回る状態が認められたが、この原因は、観測地震波群を非定常周波数帯域濾過振幅スペクトルで分析した結果から、観測地震波での短周期成分の振幅値が模擬地震波群を上回っているためであることを明らかにした。

また、この分析結果をもとに擬似固有周期に対応した振幅値を設定し、設計用スペクトルへの内接条件で継続時間を調整した区間共振型正弦波による応答曲線は、模擬地震波群による平均応答曲線に内接することを明らかにした。区間共振型正弦波による定常応答の閉形解に同じ振幅値を乗じた定常応答値は、模擬地震波群による平均応答値を上回る値となり、可変剛性倍率が0.5以上では工学的に利用できる上限値であることを明らかにした。



設計用スペクトルに内接する条件では、周期成分の振幅値と継続時間の相補的關係を設定する必要があるが、可変剛性構造モデルでは地震動に含まれる卓越成分の振幅値が応答値に対して支配的となるため、非定常周波数帯域濾過振幅スペクトルにより観測地震波の卓越周期成分の振幅値を統計的に評価することで新たな設計条件が与えられる。

## 5.8 参考文献

- [5.1] A.M.Freudenthal, J.M.Garrelts, and M.Shinozuka; The Analysis of Structural Safety, ASCE, Vol.92, No. ST1, pp.267-325, Feb. 1966
- [5.2] M.Shinozuka; Maximum Structural Response to Seismic Excitation, ASCE, No. EM, pp.729-738, Oct. 1970
- [5.3] 星谷勝；確率論手法による振動解析、鹿島出版会、1974年
- [5.4] 小堀鐸二、鎌形修一：自律型適応制御による可変剛性型制震システム(制震構造の研究)、日本建築学会論文報告集、第420号、pp.121-131、1991年2月
- [5.5] 小堀鐸二、鎌形修一：多層構造物への可変剛性型制震システムの配置法-基礎連結法-(制震構造の研究)、日本建築学会論文報告集、第438号、pp.65-74、1992年8月
- [5.6] Takuji KOBORI and S.KAMAGATA: Dynamic Intelligent Buildings Analytical Simulator, Microcomputers in Civil Engineering 7, pp.265-281, Elsevier Science Publishers, 1992
- [5.7] 小堀鐸二、鎌形修一：多層構造物への可変剛性型制震システムの配置法-層間連結法-(制震構造の研究)、日本建築学会論文報告集、第444号、pp.33-41、1993年2月
- [5.8] 竹脇出：弾性地盤により支持された建築構造物の最適設計および地震時応答制約設計、京都大学学位論文。1990年9月
- [5.9] Heki SHIBATA et al. : Observation of Damages of Industrial Firms in Niigata Earthquake, Proceedings of the Fourth WCEE, Vol.III-J2, Santiago Chile, Jan. 1969
- [5.10] Tsuneyoshi NAKAMURA & Takashi YAMANE : Optimum Design and Earthquake-response Constrained Design of Elastic Shear Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.14, 797-815, 1986
- [5.11] 小坂郁夫：逆問題定式化による建築骨組の地震時変形指標制約設計法、京都大学、学位論文、1992年6月
- [5.12] 中村恒善：応用力学シリーズ2／建築構造物の設計力学と制御動力学／第1章 逆固有振動問題と設計力学、日本建築学会、1994年11月
- [5.13] 竹脇出：応用力学シリーズ2／建築構造物の設計力学と制御動力学／第3章 弾性支持された構造物の設計力学、日本建築学会、1994年11月
- [5.14] Tsuneyoshi NAKAMURA & Takashi YAMANE : Optimum Design and Earthquake-response Constrained Design of Elastic Shear Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.14, 797-815, 1986

## 第6章 地震時層間変形制約条件を満たす多自由度可変剛性構造モデル

層間変形分布に関する地震時応答制約条件のもとで、せん断型構造物の剛性分布を求める手順が確立されている[6.4,11,12]。この手順により基本剛性値分布を設定し、可変剛性値分布を基本剛性比例型で設定する。多自由度集中質量-せん断型バネモデルにおける地震時応答制約設計法を提示する。

### 第6章での記号表

$a_1, a_2, a_3$  : 関数の係数  
 $m$  : 構造物の質量  
 $\Omega_1$  : 構造物の固有振動モードの固有値  
 $\gamma (= k_C / k)$  : 可変剛性倍率  
 $k_C$  : 可変剛性値  
 $k$  : 基本剛性値  
 $\ddot{x}(t)$  : 構造物の加速度応答  
 $T$  : 外乱の継続時間  
 $\eta$  : 低減係数関数  
 $\delta$  : 構造物の層間変形  
 $\ddot{x}_{MEAN}$  : 継続時間内の平均加速度応答値  
 $T_R, T_F, T_H$  : 擬似固有周期、基本固有周期、硬化固有周期  
 $\phi_A(i)$  :  $i$ 次振動モードに対する区間共振型正弦波の振幅値  
 $x_{SRSS}$  : 区間共振型正弦波による固有モード成分応答のSRSS値

### 6.1 序

可変剛性システムが地震動に対する振動抑制効果を発揮するとすれば、基本構造物は地震力から解放された構造形式を採用できる。この基本構造物は弾性範囲内で振る舞うと想定すると、中村恒善らにより提示されている、構造物の性能を設計するための閉形解が適用できる[6.1]。このような構造性能の設計法は、構造物に対する制約条件を満たす構造特性を直接設定できることから、従来の試行錯誤的な設計法に対する逆問題と位置付けられている[6.2]。この応答制約設計法が成立するためには、入力と応答との関係を規定する評価式の存在が不可欠となる。中村恒善らは、構造物を線形系として、構造物の特定振動次数に振動モードを制約したときの解析解を手掛かりに、地震応答に対して制約条件を設けた設計解の導出法を提示している[6.9,11]。

この地震時応答制約設計法を、弾塑性構造物に拡張する手順も小坂郁夫により提示されており、そこでは、塑性率を設計指標とした設計問題とその設計法が示されている[6.10]。そこで導入された弾塑性復元力特性は荷重履歴に依存し、一般的に入力地震波の振幅と構造物の応答振幅の間に比例関係は成り立たない。近年、高減衰特性を有するダンパーを構造物に導入する際の、必要性能の評価法と配置法が中村恒善、辻聖晃により検討されている[6.13,14]。これに対し、自律型適応制御による可変剛性システムを導入した構造物では、入力レベルと応答レベルにおいて比例関係が成立つため、入力レベルと応答レベルの関係を規定する評価式を導くことで、応答制約設計が可能になる[6.5,6]。

そこで、設計用スペクトルに適合した模擬地震波群を設定し、それらによる可変剛性システムを導入した多層構造物の地震応答集合を算定し、その統計的評価により、可変剛性装置の性

能指標である可変剛性倍率と層間変形応答値分布の関係の評価式を導出する。この評価式は、構造物の応答値を所定の条件以下にするための可変剛性装置の必要性能を直接的に与えるものであり、可変剛性システムにおける設計力学的な設計手順を可能にする。

## 6.2 模擬地震波群による地震応答特性

第2章での数値解析的な手法による、可変剛性システムを導入した3層構造物の特性評価では、重量、及び剛性分布を各層で均一としたが、このような剛性分布は現実的でない。中村恒善は特定の制約条件のもとで基本剛性値分布を確定的に設定する手順として、地震時応答制約設計法を提示している。そこで、可変剛性システムを導入する構造物の基本剛性分布を、あらかじめ与えられた設計用スペクトルに適合した地震波群による、層間変形に関する地震時応答制約条件から導かれた標準剛性分布をもとに設定する。

### 6.2.1 設計用スペクトルの設定

前章で設定された、設計用スペクトルに適合するように求められた、20種類の模擬地震波群を設計用地震波群とする。目標応答スペクトルは、次の6点の周期における速度応答値をコントロール点とした速度応答スペクトルで規定されている。

(a) 0.02秒	0.64cm/s	(b) 0.03秒	0.96cm/s
(c) 0.125秒	10.96cm/s	(d) 0.579秒	50.75cm/s
(e) 3.78秒	50.75cm/s	(f) 5.0秒	38.41cm/s

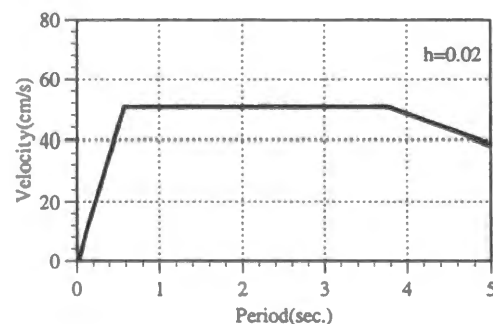


図6-1 模擬地震波の目標速度応答スペクトル

### 6.2.2 基本構造物の設計

可変剛性システムを導入する構造物では、地震動により基本構造部分に被害が生じないことで、構造物の健全性を保持する。そのため、基本構造の地震応答は弾性範囲に収める制約条件が考えられ、中村恒善らによるせん断型弾性骨組に関する設計力学の閉形解が利用できる。

設計力学的な立場からの研究の背景は、中村恒善、竹脇出による研究展望の中で詳細な整理が行われている[6.11,12]。その中では、設計用応答スペクトルに適合する地震動群を設計用地震動とすると、その作用下で生じる層間相対変位の平均最大値をSRSS法で評価し、その平均最大値( $\delta_{j,max}$ )は1次固有周期、質量分布行列  $M$ 、刺激係数  $\beta$  の関数となることが示されている[4.12,13,14]。

$$\delta_{j,max}^2 = \sum_{r=1}^N \left\{ v^{(r)} (\phi_j^{(r)} - \phi_{j-1}^{(r)}) S_D(T_r; h^{(r)}) \right\}^2 \quad (6.1)$$

$v^{(r)}$ :  $r$  次の変位ベクトル  
 $\phi_j^{(r)}$ :  $r$  次の固有ベクトル  
 $S_D(T_r; h^{(r)})$ : 設計用応答スペクトル  
 $T_r$ :  $r$  次の固有周期  
 $h^{(r)}$ :  $r$  次の減衰定数

この評価式をもとに  $f$  個の指定層間相対変位値からは、指定固有周期  $T_a$  と1次固有振動に対する刺激係数比率 ( $\beta_j/\beta_1; j=2, \dots, f$ ) の  $f$  個の未知量が決定できる。

$$F_j(T_a; M, \beta) = \bar{\delta}_j \quad (j=1, \dots, f) \quad (6.2)$$

$\bar{\delta}_j$ : 指定層間変位

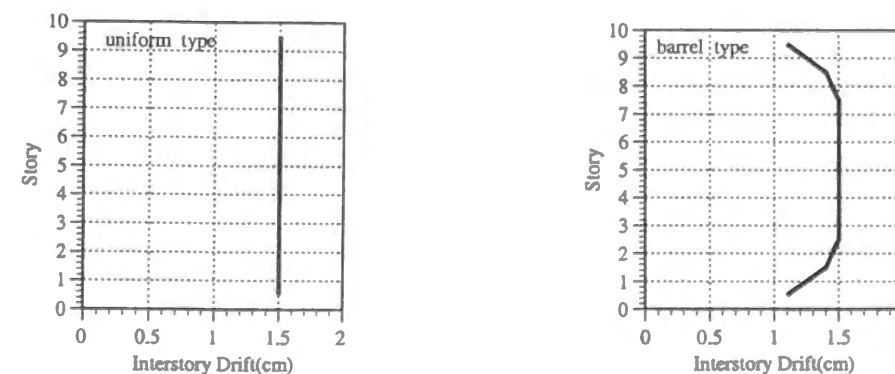
(6.2)式の1次固有モードと1次固有周期から、せん断型構造物の剛性が決定される。

$$k_r = \frac{\Omega_a}{\beta_{ar}} \sum_{i=r}^f m_i \left( \sum_{j=1}^i \beta_{aj} \right) \quad (6.3)$$

$\Omega_a = (2\pi/T_a)^2$ : 指定固有値

この手順により、 $N$ 層構造物での  $N$  個の層間相対変位値と1次固有値  $\Omega_a$  を指定すると、与えられた設計用スペクトルに対する剛性分布値が設計できる。

本論文では、竹脇出により、地震応答において全層での層間変位を均一型分布にする条件、及びBarrel型分布にする条件で導かれた[6.4]、2種類のせん断剛性分布を用い、せん断型多層構造物の基本剛性値を設定する。基本構造物をせん断型10層構造物とし、層間変形の分布形状を図6.2のように指定する。



均一型分布

Barrel型分布

図6-2 層間変形の指定分布値



各層の重量と基本剛性値は次のように設定される。

表 6-1 層重量と基本剛性値

層位置	層重量 (tonf)	均一型剛性分布	Barrel型剛性分布
		(tonf/cm)	(tonf/cm)
10	25	8.4789	10.5428
9	25	14.5015	14.6001
8	25	19.3496	18.3481
7	25	23.4587	22.2897
6	25	27.0623	25.7114
5	25	30.2642	28.2715
4	25	33.0694	31.3220
3	25	35.4059	33.4335
2	25	37.1409	37.4041
1	25	38.0967	48.5828

10層基本構造物の固有振動特性を評価する。減衰特性は1次固有周期に対して2%の内部減衰を設定する。

表6-2 基本構造物の固有振動特性

次数	均一型分布		Barrel型分布	
	固有周期	刺激係数	固有周期	刺激係数
1	1.207秒	1.398	1.207秒	1.378
2	0.477秒	-0.614	0.466秒	-0.579
3	0.300秒	0.326	0.289秒	-0.320
4	0.221秒	-0.229	0.214秒	0.199
5	0.176秒	0.189	0.173秒	-0.205

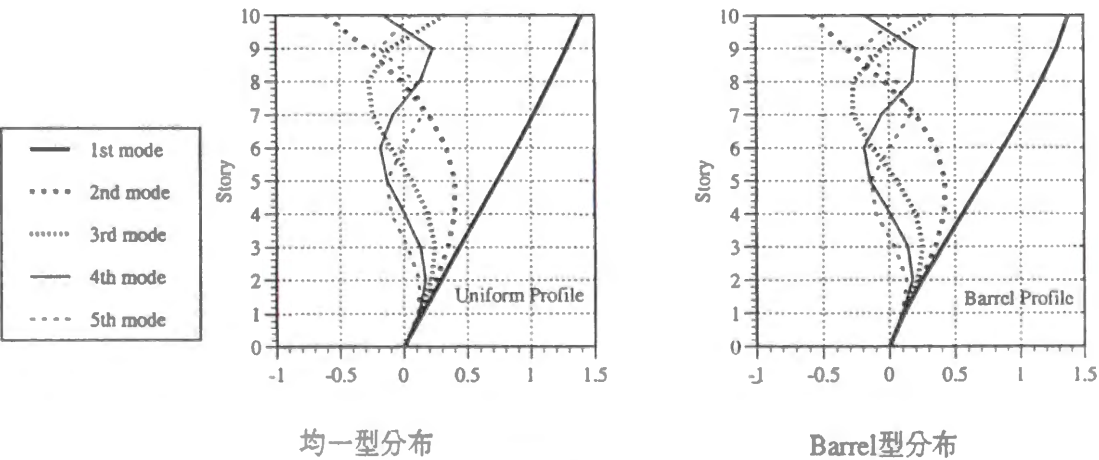


図 6-3 固有振動モード

### 6.2.3 可変剛性システム

多層構造物への可変剛性システムの導入法に際し、その配置法や制御情報の設定法に関する数値解析的な考察を行ってきた[6.6,8]。それらの結果をもとに、可変剛性装置は層間配置法により各層に配置し、特定部位応答制御を採用する。この制御規範では、頂部での速度応答値が零になった時に、各層の可変剛性装置の剛性が一斉に解放され基本剛性状態となり、各可変剛性装置は各層の層間変位が零になった状態で剛性復帰する。この剛性復帰過程では10層に配置された各剛性装置の剛性状態の組合せ数である1024種類

$({}_{10}C_0 + {}_{10}C_1 + {}_{10}C_2 + {}_{10}C_3 + {}_{10}C_4 + {}_{10}C_5 + {}_{10}C_6 + {}_{10}C_7 + {}_{10}C_8 + {}_{10}C_9 + {}_{10}C_{10})$   
の剛性状態が想定される。

可変剛性装置に設定する可変剛性値は、基本剛性値の比例倍で設定するものとし、その可変剛性倍率を $\gamma$ とする。第4章の2自由度可変剛性構造モデルの閉形解で明らかにしたように、このように可変剛性値分布を基本剛性値分布の比例倍で設定すると、基本剛性状態と全層硬化剛性状態では固有振動モードが同一となる。これにより、高次振動の励起が緩和されることが期待される。また、この可変剛性倍率を設計指標とすることで、設計手順が簡略化される。

本論文では、 $\gamma = 0.0, 0.25, 0.5, 1.0$ の4種類の可変剛性倍率を設定する。この4種類の可変剛性倍率での1次から3次までの全層硬化剛性状態の固有周期を次表で示す。

表6.3 硬化剛性状態での固有振動周期(秒)

次数	均一型分布			
	$\gamma = 0.0$	$\gamma = 0.25$	$\gamma = 0.5$	$\gamma = 1.0$
1	1.207秒	1.079秒	0.985秒	0.853秒
2	0.477秒	0.426秒	0.389秒	0.337秒
3	0.300秒	0.269秒	0.245秒	0.212秒

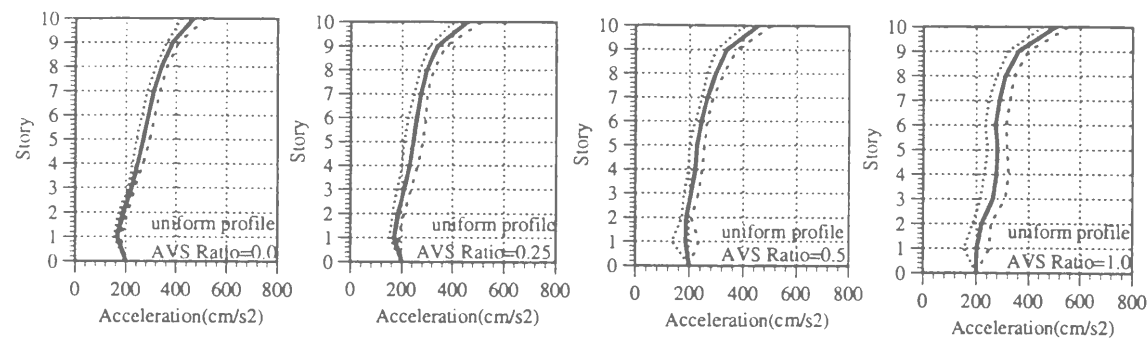
次数	Barrel型分布			
	$\gamma = 0.0$	$\gamma = 0.25$	$\gamma = 0.5$	$\gamma = 1.0$
1	1.207秒	1.079秒	0.985秒	0.853秒
2	0.466秒	0.417秒	0.381秒	0.330秒
3	0.289秒	0.259秒	0.236秒	0.205秒

### 6.2.4 模擬地震波群での平均応答値分布

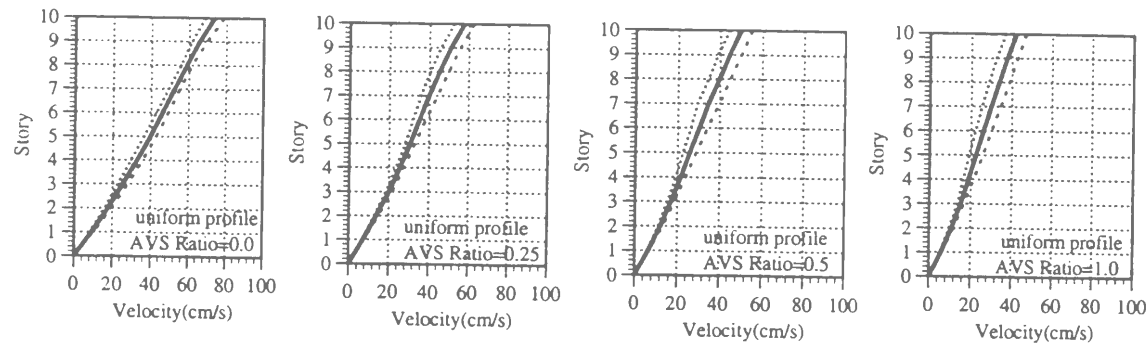
可変剛性装置の剛性切換えにより、構造物の剛性状態は変化するため、非線形解析をすることになるが、第2章で説明したように、地震応答解析プログラムでは、各可変剛性装置の負担力と変形の関係を満たすように収束計算を行っている。模擬地震波は0.01秒刻みの2500ステップのデータで与えられているが、数値解析の中では、0.005秒間隔に線形補間し5000ステップの数値積分を行う。収束許容誤差率は $10^{-5}$ とした。

#### 6.2.4.1 均一型分布での平均応答値分布

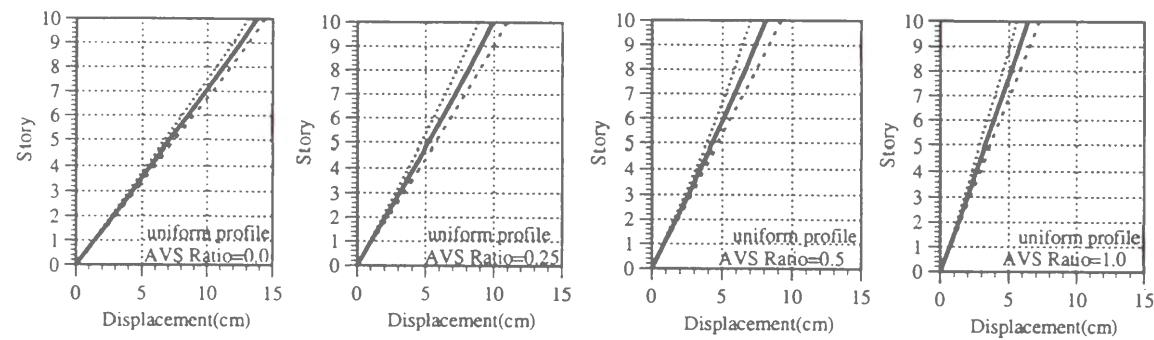
20種類の模擬地震波群に対して算定した、せん断型10層可変剛性構造(10DOF-AVSD)モデルの地震応答解析の応答集合から、構造物における高さ方向の平均応答値分布と、その平均応答値から標準偏差だけ隔たった応答値分布を示す。



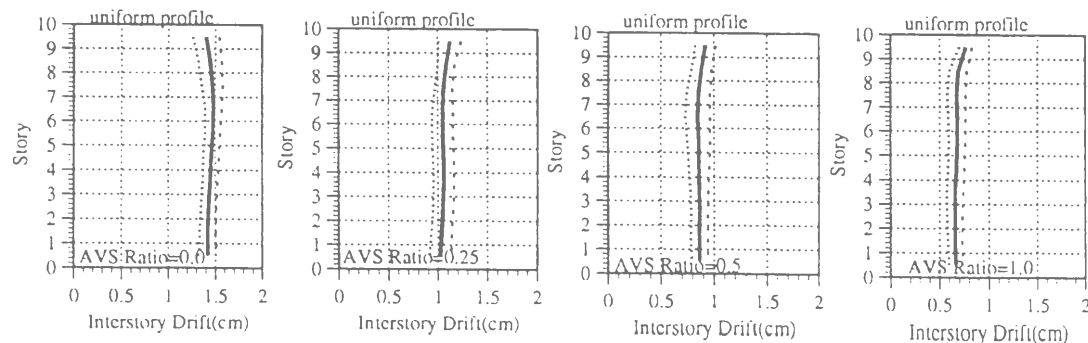
加速度応答値分布



速度応答値分布

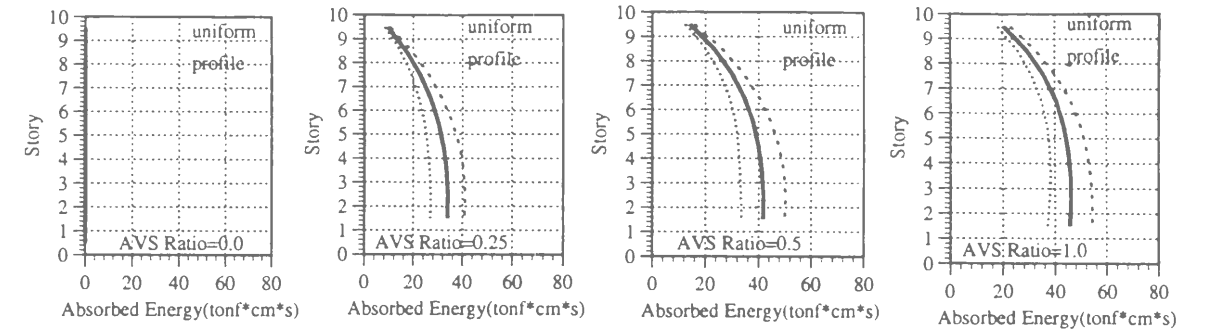


変位応答値分布



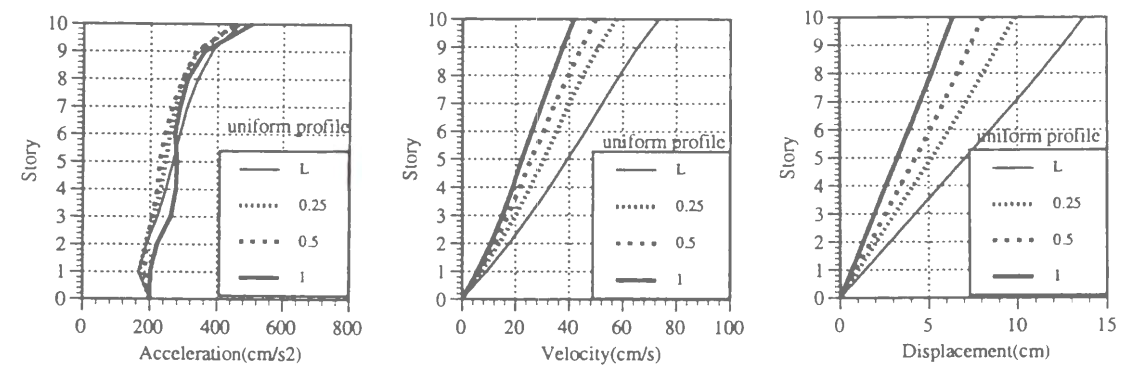
層間変位応答値分布

図 6.4(a) 平均応答値分布



可変剛性装置の吸収エネルギー値

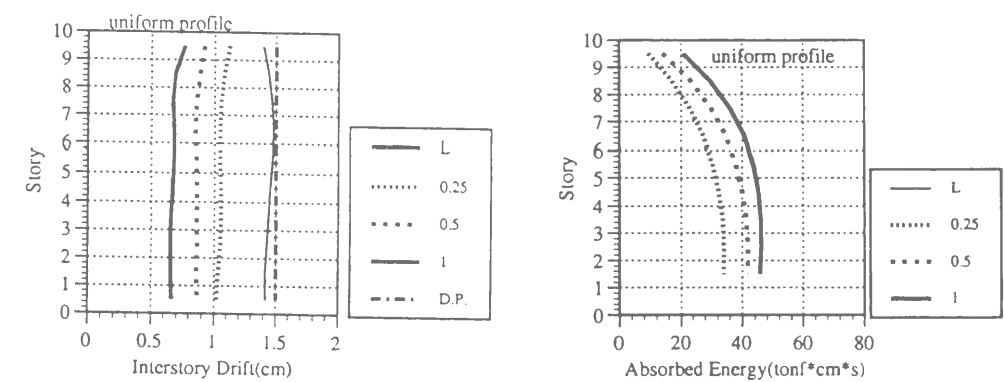
図 6.4(b) 平均応答値分布



加速度応答値分布

速度応答値分布

変位応答値分布



層間変位分布

可変剛性装置の吸収エネルギー分布

図 6.5 可変剛性倍率をパラメータにした応答値分布

これらの最大応答値分布からは以下の性能特性が認められる。

#### (a) 加速度応答値

最大加速度応答値は可変剛性倍率を大きくしても低減されない。しかし、地震動の継続時間範囲での平均加速度応答値分布に関しては、可変剛性倍率を大きくするほど、低減効果が認められる。このように、最大加速度応答値に低減効果が認められない原因は、可変剛性倍率を大きくするほど硬化剛性状態での固有周期が短くなり、外乱に含まれる短周期成分の影響を顕著に受けるためと考えられる。

$$\ddot{x}_{MEAN} = \frac{1}{T} \int_0^T \ddot{x}(t) |dt|$$

(6-4)



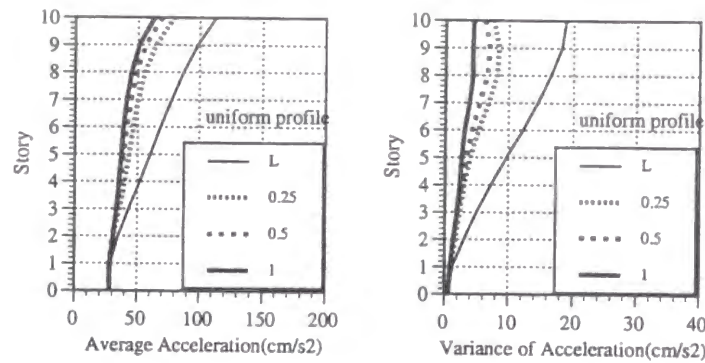


図 6.6 平均加速度応答値分布

(b) 速度応答値／変位応答値分布

多層構造物の上層に向かってほぼ線形的に増加する分布性状となる。可変剛性倍率が大きくなるほど、最大応答値分布は小さくなる。

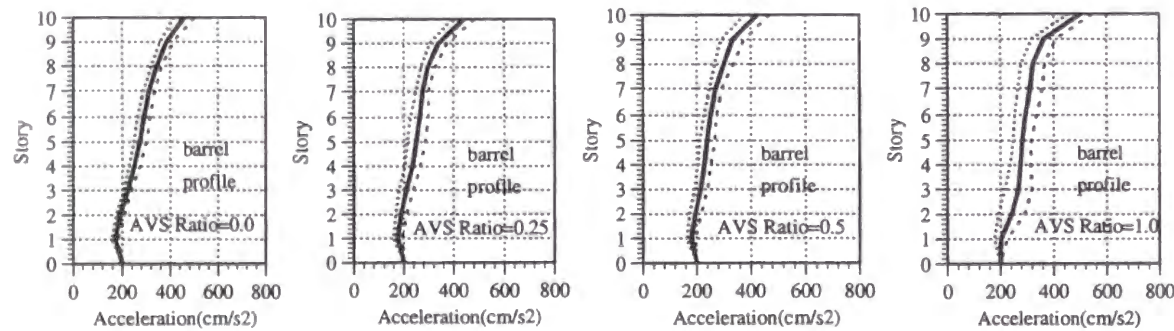
(c) 層間変位分布

可変剛性倍率を零とした基本構造では、各層の層間変位が均一になっており、1.5cmの指定制約条件(図中一点鎖線)を満たした結果となっている。可変剛性倍率を大きくするに従い、各層での均一分布特性はほぼ満たされたまま、最大層間変位値は単調に減少する。

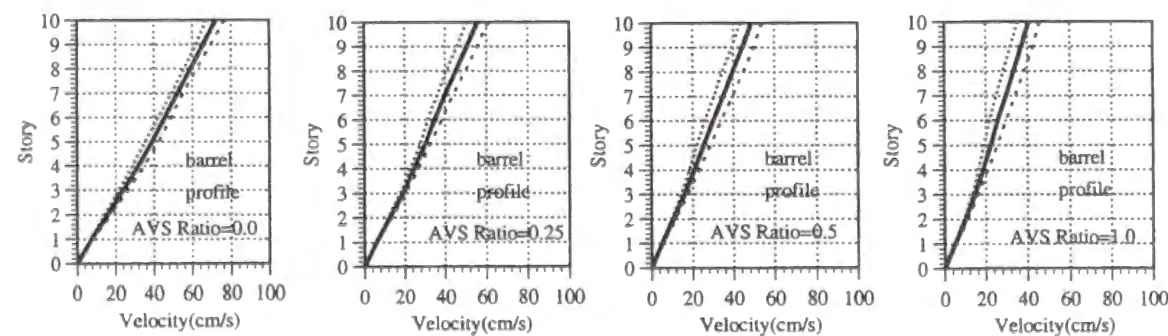
(d) 可変剛性装置の吸収エネルギー値分布

4層以下の下層部ではほぼ一定値になるが、上層部ほど吸収エネルギー値は小さくなる。可変剛性倍率が大きくなるに従って、吸収エネルギー値も大きくなるが、その増加値は小さくなる。

6.2.4.2 Barrel型分布での平均応答値分布

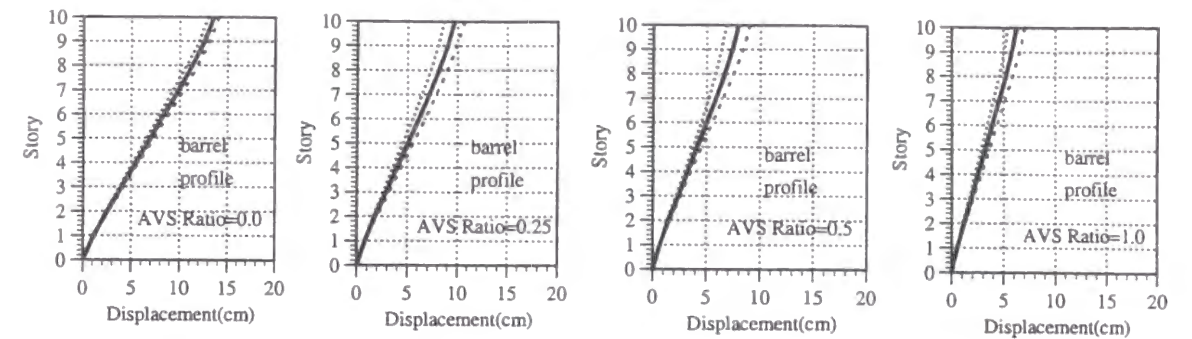


加速度応答値分布

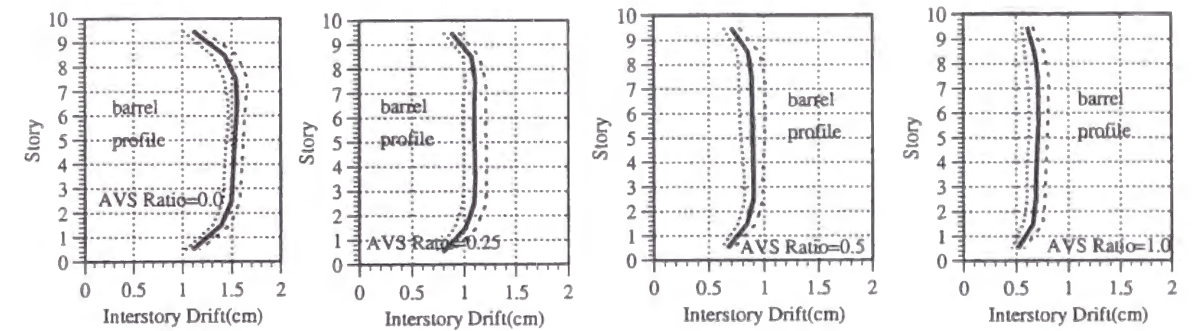


速度応答値分布

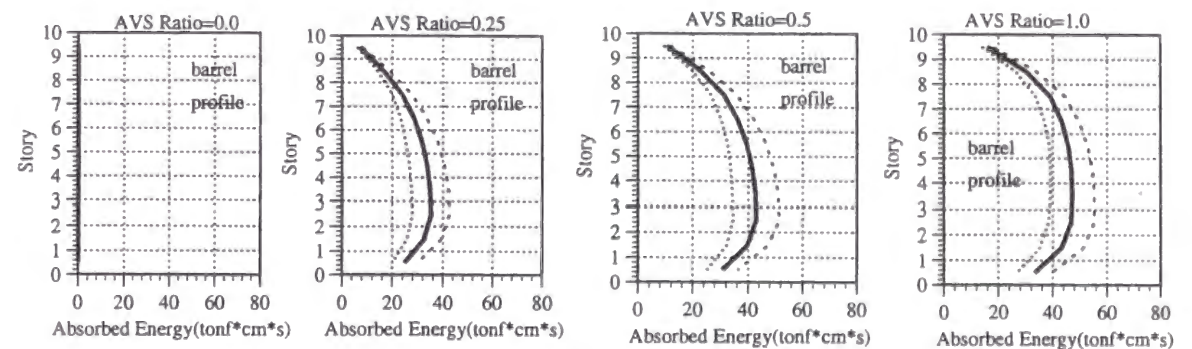
図6.7(a) 平均応答値分布



変位応答値分布



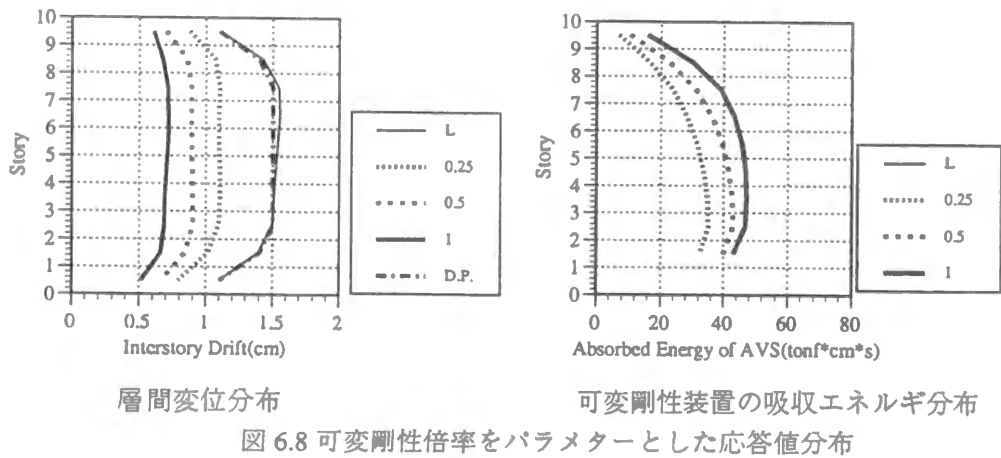
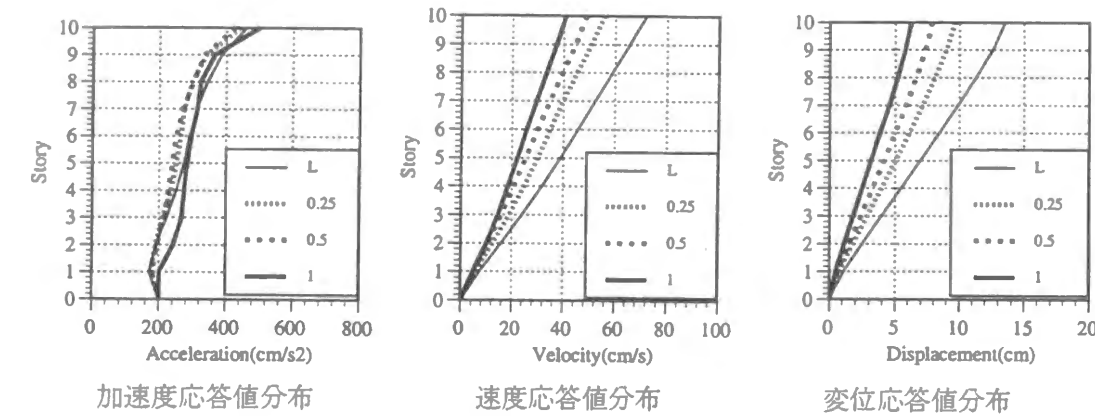
層間変位応答値分布



可変剛性装置の吸収エネルギー値

図 6.7(b) 平均応答値分布

以上の平均応答値分布において、可変剛性倍率をパラメタにした応答特性を比較する。



加速度、速度、変位に関する最大応答値分布では、均一型分布での標準剛性に比べ、最上層での応答値が若干小さくなっている。顕著な違いは、層間変形値と可変剛性装置の吸収エネルギー量に関する分布曲線に見られる。即ち、上層部位と下層部位で、層間変形値が小さくなり、制約条件で指定されたBarrel型の層間変形分布(図中一点鎖線)が実現されている。

可変剛性倍率を大きくするに従って、層間変形はBarrel型の分布形状を保ちながら、応答値が小さくなる。即ち、基本剛性状態で設定した、層間変形分布形状に関する制約条件が保持されたままで、可変剛性倍率に対応した応答値の順序列が存在する。

#### 6.2.5 応答値分布に関する低減評価曲線

基本構造物の剛性分布を設定する際に、層間変位を制約条件としていたことから、可変剛性システムを導入した状態でも、各層間変位  $\delta(i, \gamma)$  に着目し、基本構造状態に対する応答低減比率と可変剛性倍率の関係を低減評価曲線として、次式で表す。

$$\eta(i, \gamma) = \frac{\delta(i, \gamma)}{\delta(i, \gamma = 0)} \quad (6-5)$$

各  $i$  層部位での低減評価曲線を応答低減率と可変剛性倍率の関数で図示する。いずれの標準剛性分布を設定した場合でも、頂部での低減評価曲線だけが、他の低減評価曲線から若干離れた性状を示している。この結果からは、10層のいずれの部位においても応答低減比率はほぼ同一と見做される。

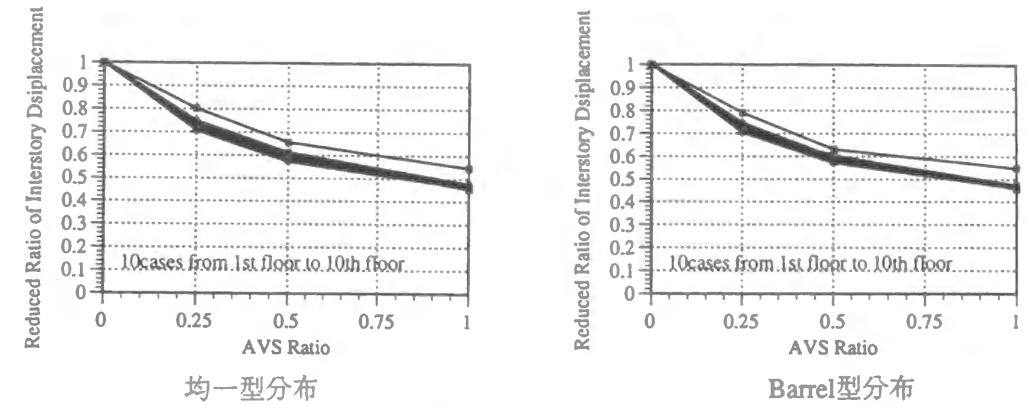


図 6.9 低減評価曲線

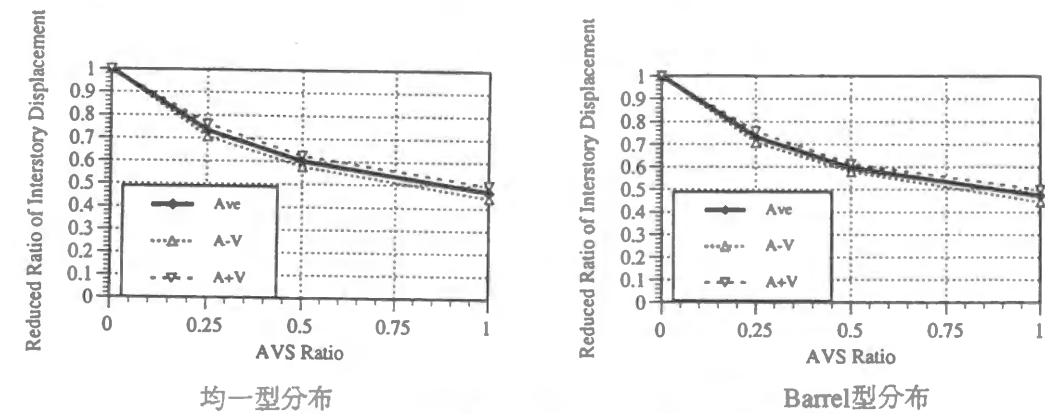


図 6.10 低減評価曲線の平均値と標準偏差値

4種類の可変剛性倍率での平均低減比率は次の表で示される。

表 6.4 応答低減比率と可変剛性倍率		
可変剛性倍率	均一型分布	Barrel型分布
$\gamma = 0.0$	1.0	1.0
$\gamma = 0.25$	0.73297	0.73059
$\gamma = 0.5$	0.60124	0.59476
$\gamma = 1.0$	0.47046	0.47223

この4点を通る近似曲線を可変剛性倍率の関数として、次式で近似する。

$$\bar{\eta}(\gamma) = \frac{1}{1 + a_1\gamma + a_2\gamma^2 + a_3\gamma^3} \quad (6-6)$$

(6-3)式の近似曲線が算定された4点の関係を満たす条件から係数  $a_1, a_2, a_3$  を求める。

均一型分布	Barrel型分布
$a_1 = 1.608$	$a_1 = 1.635$
$a_2 = -0.644$	$a_2 = -0.571$
$a_3 = 0.162$	$a_3 = 0.0541$



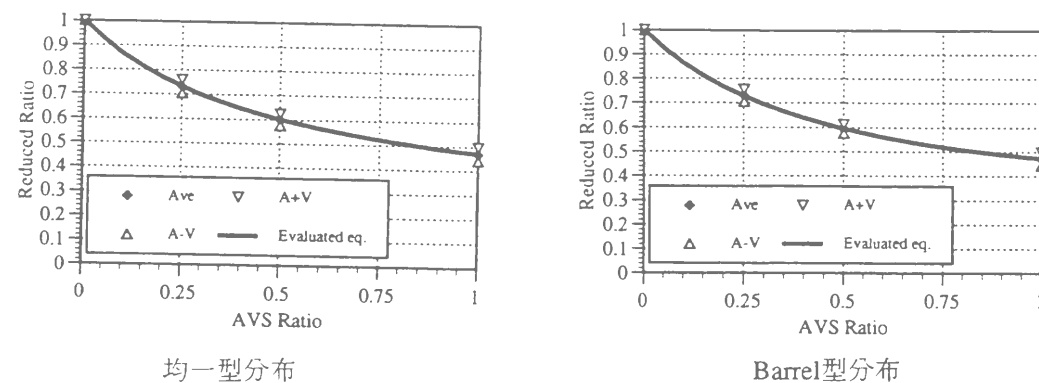


図6.11 低減評価曲線の評価式

この低減曲線を与える基本構造物の設計では、層間変位値を1.5cmに設定したため、1次固有振動周期が1.207秒となり、一般的な10層構造物としては長周期系となっている。そこで、同じ標準剛性分布を用い、異なる固有値( $\Omega_a = 39.2$ )を設定した基本構造物を設計する。

表 6-5 層重量と基本剛性値

層位置	層重量 (tonf)	均一型剛性分布	Barrel型剛性分布
		(tonf/cm)	(tonf/cm)
10	25	12.2602	15.2445
9	25	20.9686	21.1112
8	25	27.9788	26.5307
7	25	33.9204	32.2300
6	25	43.7608	37.1777
5	25	47.8170	41.5302
4	25	51.1956	45.2904
3	25	51.1956	48.3435
2	25	53.7043	54.0848
1	25	55.0863	70.2488

表6-6 基本構造物の固有振動特性

次数	均一型分布		Barrel型分布	
	固有周期	刺激係数	固有周期	刺激係数
1	1.00秒	1.14	1.00秒	1.38
2	0.40秒	0.63	0.466秒	-0.58
3	0.25秒	0.33	0.289秒	0.32
4	0.19秒	0.24	0.214秒	-0.20
5	0.15秒	-0.19	0.173秒	0.20

この基本構造物では1次固有振動モードの固有周期が1.0秒となる。この基本構造物に対して、模擬地震波群による応答解析結果を求める。

4種類の可変剛性倍率での平均低減比率は次の表で示される。

表 6.7 応答低減比率と可変剛性倍率

可変剛性倍率	均一型分布	Barrel型分布
$\gamma = 0.0$	1.0	1.0
$\gamma = 0.25$	0.71128	0.71268
$\gamma = 0.5$	0.58638	0.58879
$\gamma = 1.0$	0.475686	0.45758

(6-3)式の近似曲線が算定された4点の関係を満たす条件から係数 $a_1, a_2, a_3$ を求める。

均一型分布	Barrel型分布
$a_1 = 1.905$	$a_1 = 1.902$
$a_2 = -1.259$	$a_2 = -1.304$
$a_3 = 0.544$	$a_3 = 0.587$

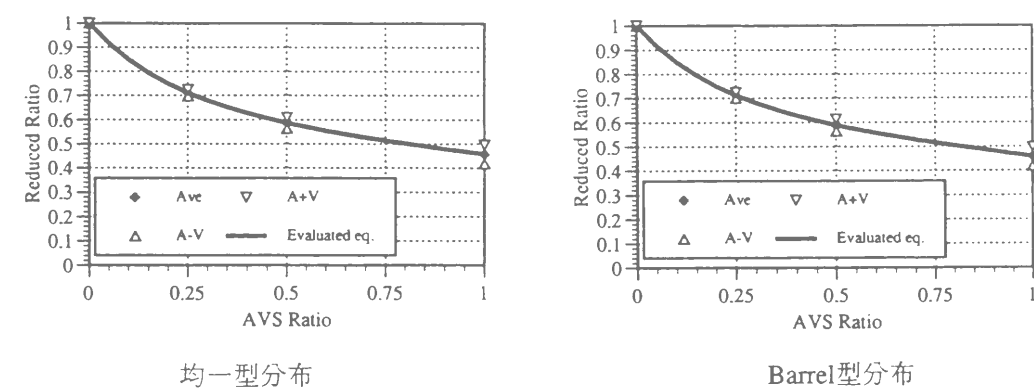


図6.12 応答低減比率の評価式

### 6.3 地震時層間変形制約設計

前節で導かれた低減評価式は入力レベルに依存しないことから、これを用い可変剛性システムを多層構造物に導入する際の変剛性値分布を次の手順で設計できる。

#### 設計条件

- (1) 設計用スペクトルの形状が規定され、構造物の存続期間に数度程度想定される中小地震を想定したレベル-1と、存続期間中に1度程度想定される大地震を想定したレベル-2が規定され、レベル-2はレベル-1の $\alpha$ 倍とする。
- (2) レベル-1の設計用スペクトルに対しては基本構造物による弾性設計を行う。
- (3) レベル-2の設計用地震力に対して可変剛性システムを導入する。
- (4) レベル-2の地震後も構造物の健全性を維持するため、レベル-2の設計用スペクトルに対しても基本構造物は弾性範囲に収まるものとする。

#### 低減評価式の導出

前節で導いた(6.3)式の低減評価式は、均一型分布、Barrel型分布のいずれの層間変形値分布でもさほど違いはなかったが、与えられるレベル-2の設計用スペクトルの形状と構造物の固有周期には依存すると考えられる。そのため、与えられる設計用スペクトルに対応した低減評価式をあらかじめ導出する必要がある。

一般的には、レベル-2の設計用スペクトルはレベル-1と相似形状であり、応答倍率が一定倍されると考えられる。そこで、レベル-1の設計用スペクトルに対して基本構造物の地震時層間変形制約設計を行う。そして、前節と同様な手順により、基本剛性比例型の剛性剛性分布を設定し、模擬地震波群を用いた地震応答解析結果の層間変形値分布から可変剛性倍率と低減比率の関係を表す低減評価式（ $\bar{\eta}(\gamma)$ ）を導出する。

#### 地震時層間変形制約設計の手順

(step-1) レベル-1の設計用スペクトルに対する基本構造物は、中村恒善らによる地震時応答制約設計法を用いる。

前節で用いた基本剛性値分布は「スペクトル適合変位制約設計」として竹脇により導出されたもので、レベル-1において弾性限となるように層間変形値を指定する。

(step-2) 可変剛性装置は各層に配置し、可変剛性値は基本剛性比例型で設定する。

前節で導入したように、基本剛性に比例するように各層の可変剛性値を設定する。

(step-3) 可変剛性倍率を低減評価式から算定する。

低減評価式を用い、低減比率を $1/\alpha$ とする可変剛性倍率を設定する。

$$\bar{\eta}(\gamma) = \frac{1}{\alpha} \quad (6-7)$$

この設計手順ではレベル-1からレベル-2への設計用地震力の増加に対して可変剛性システムを導入したが、レベル-1の地震に対しても同様な比率で応答低減され、これは構造物の居住性向上などの効果をもたらす。また、レベル-1の設計用スペクトルに対する中村恒善による地震時層間変形制約設計は基本構造物の標準設計と位置づけられる。

この地震時層間変形制約設計の手順を以下の例題で検証する。

レベル-1の設計用スペクトルは図6-1とし、その2倍の速度応答値となるようにレベル-2の設計用スペクトルを設定する。即ち、地動速度をレベル-1では25cm/s、レベル-2では50cm/sに設定し、構造物の応答倍率は入力レベルに依存しないとする。

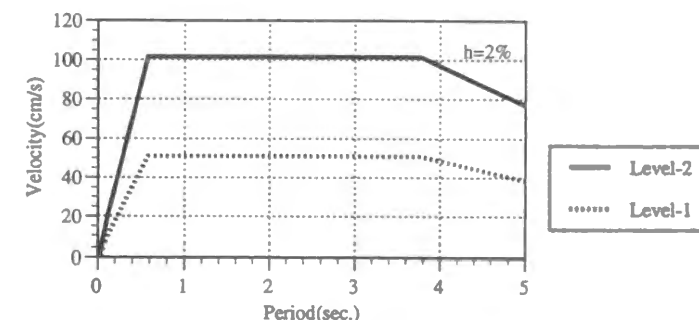
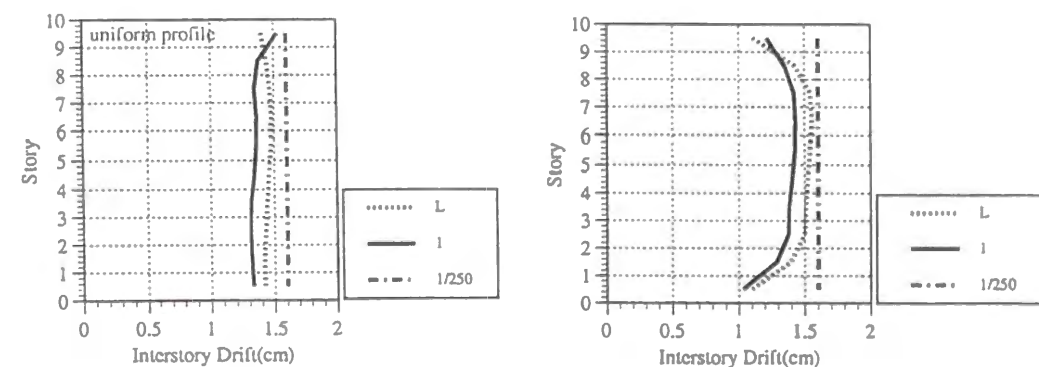


図6-13 レベル-2の設計用スペクトル

レベル-1の設計用スペクトルに対して1.5cmを指定した層間変形値は、層高さを400cmと仮定すると1/267の層間変形角となる。仮に弾性範囲の限界層間変形角を1/250とする。レベル-2の設計用スペクトルに適合する模擬地震波群に対しては、明らかに弾性範囲を越えることになる。そこで、入力レベルが2倍になったことから、応答値を1/2にするために必要な可変剛性倍率は低減評価式からほぼ1.0となる。確認のために、可変剛性倍率を1.0に設定し、レベル-2に対応した模擬地震波群による平均応答値分布を算定した結果を示す。



均一型分布

Barrel型分布

図6-14 可変剛性倍率1.0でのレベル-2に適合した模擬地震波群による層間変位分布値

いずれの層間変形分布に対応した基本剛性に対しても、レベル-2の擬地震波群による層間変位の平均応答値は1/250の弾性限界値以下に収まり、構造物を弾性範囲にする制約条件を満たしている。



#### 6.4 観測地震波での応答値分布

設計用の地震力を設定する方法には、地震動としての最大加速度や最大速度の振幅値を規定する方法と構造物の応答を規定する方法がある。前節では、設計用スペクトルを規定し、それに適合した模擬地震波群による平均応答集合をもとに、せん断型10層可変剛性構造モデルの応答特性を評価した。本節では、応答スペクトルが同じ設計用スペクトルに内接する条件から、振幅値を規定した観測地震波での応答値が、模擬地震波で求められた平均応答値に内接する関係が保持されることを確認し、模擬地震波群が上限的応答を与える特性を有していることを立証する。

##### 6.4.1 設計用スペクトルに内接する条件

設計用地震波としてEl Centro(NS), Taft(EW)の2波の観測地震波を採用し、その加速度振幅を以下のように設定すると、これらの観測地震波は模擬地震群と応答スペクトルに関して制約条件を共通にしたと考えられる。

El Centro(NS)  $142.3 \text{ cm/s}^2$

Taft(EW)  $101.2 \text{ cm/s}^2$

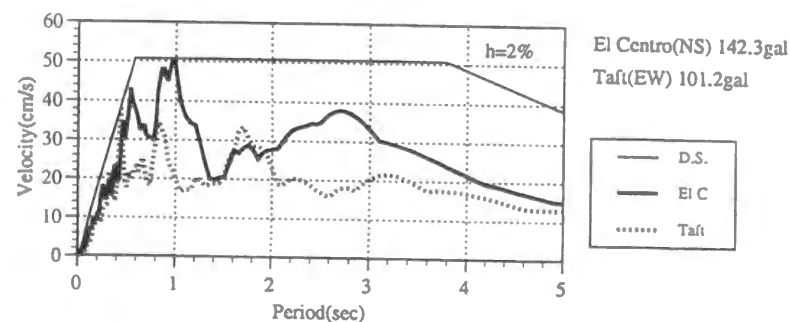
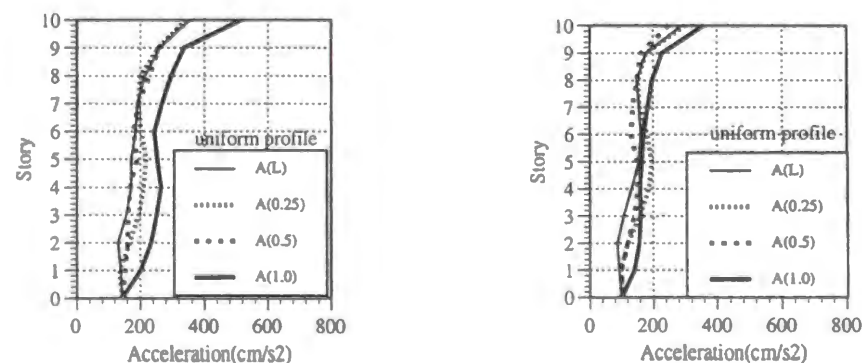


図6.15 目標スペクトルに内接する観測波の応答スペクトル

##### 6.4.2 均一型分布での地震応答値分布

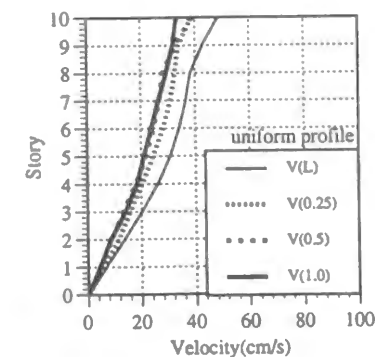


El Centro(NS)

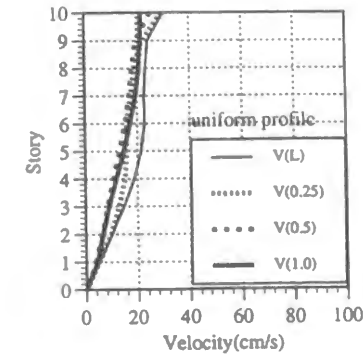
Taft(EW)

加速度応答値

図6.16(a) 可変剛性倍率をパラメータにした応答値分布

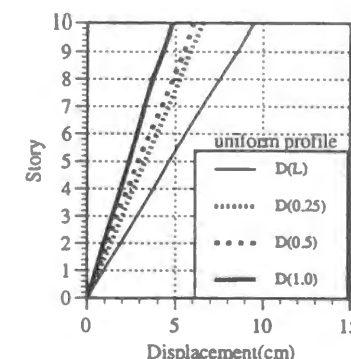


El Centro(NS)

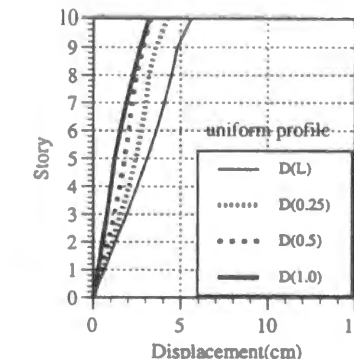


Taft(EW)

速度応答値

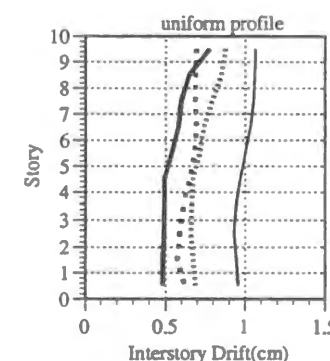


El Centro(NS)

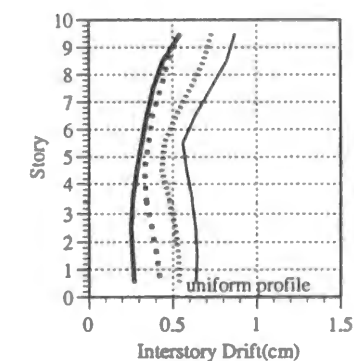


Taft(EW)

変位応答値

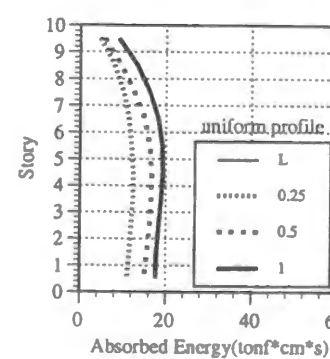


El Centro(NS)

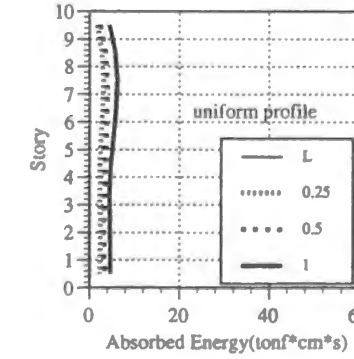


Taft(EW)

層間変形値



El Centro(NS)



Taft(EW)

可変剛性装置の吸収エネルギー値

図6.16(b) 可変剛性倍率をパラメータにした応答値分布

模擬地震波での平均応答分布に比べての違いを記述する。

(a) 加速度応答値

Taft(EW)波では、可変剛性倍率に関わらず、最大応答値分布に顕著な差は見られない。これは構造物の固有周期とTaft(EW)波の卓越成分の周期が離れているためである。El Centro(NS)波では可変剛性倍率を1.0に設定した状態で、最大応答値が大きくなる。これは可変剛性倍率を大きくすることで固有周期が短くなり、El Centro波に含まれる短周期の卓越成分に漸近したためと考えられる。

(b) 速度応答値

Taft(EW)波では最大応答値が小さく、可変剛性倍率を大きくしても、最大応答値はさほど低減しない。El Centro(NS)波でも最大応答値はさほど小さくなく、可変剛性倍率を大きくしても最大応答値の低減は顕著には見られない。

(c) 変位応答値

最大応答値分布はほぼ線形的に増加する。可変剛性倍率が大きくなるほど、El Centro(NS)波では、最大応答値分布は小さくなるが、Taft(EW)波では、最大応答値分布の変化量は小さい。

(d) 層間変形値

El Centro(NS)波では、基本剛性状態においては各層の層間変形がほぼ均一になり、可変剛性倍率を大きくするに従い、層間変形分布は小さくなる。ただ、可変剛性倍率を1.0とした状態では、その均一分布性が悪くなる。これは2次以上の固有振動モードを励起する短周期成分が観測地震波で卓越しているためと考えられる。Taft(EW)波では、最大層間変形値は小さいが、その分布は各層均一ではなく、7層から上の層での層間変形値が大きくなる。

(e) 可変剛性装置の吸収エネルギー値

El Centro(NS)波では、模擬地震波と同様に、6層より下層で吸収エネルギー量がほぼ一定になる傾向が見られるのに対し、Taft(EW)波では、吸収エネルギー量が小さく、全層ではほぼ一定になる。いずれの観測地震波でも、可変剛性倍率が大きくなるほど吸収エネルギー量は大きくなる。

4種類の可変剛性倍率の各々において、層間変形値の分布曲線を模擬地震波による平均応答値の分布曲線と比較する。これらの結果では、いずれの可変剛性倍率でも、入力条件での内接関係が、応答においても保持されていることを示している。但し、 $\gamma=1.0$ では10層部位で、El Centro(NS)での地震応答が模擬波での応答に接している。これは、第5章の周波数帯域濾過振幅スペクトルで示したように、地震記録に含まれる短周期域での卓越成分が、模擬地震波に比べて大きく、これが構造物の2次以上の振動モードを励起させたためと考えられる。

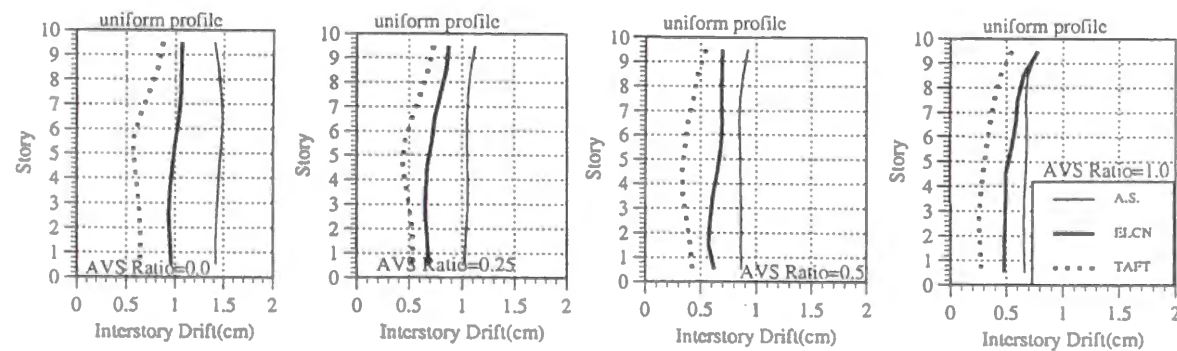


図6.17 層間変形値の分布曲線の比較

6.4.3 Barrel型分布での地震応答値分布

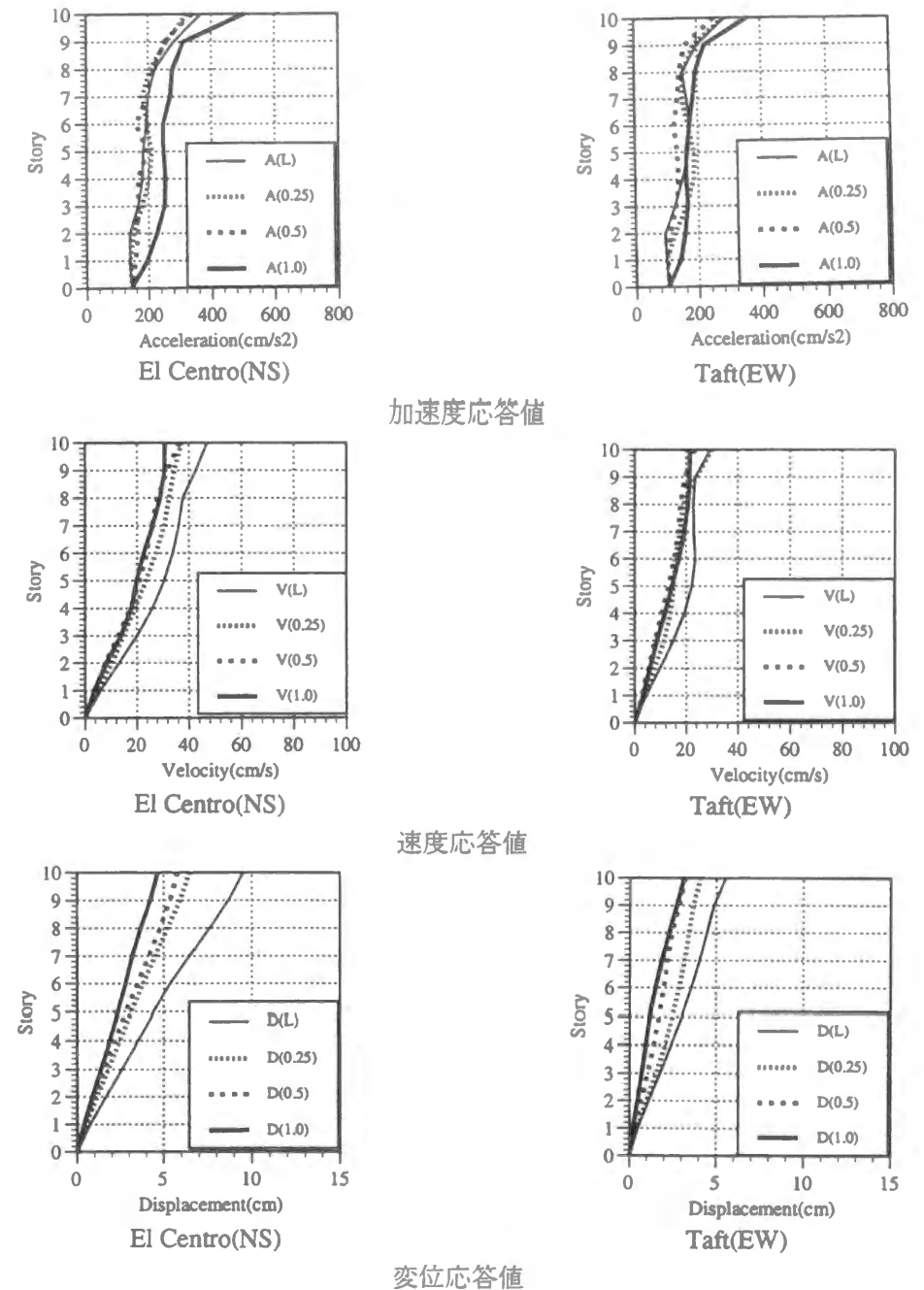


図6.18(a) 可変剛性倍率をパラメータにした応答値分布

(a) 加速度応答値

Taft(EW)波では、最大応答値が小さく、可変剛性倍率を大きくしても、最大応答値分布に顕著な低減は見られないが、El Centro(NS)波では、Taft波より最大応答値は大きく、可変剛性倍率を1.0に設定した状態で、最大応答値が大きくなる。これは、地震波に含まれる卓越成分に漸近した固有振動モードが励起された結果と考えられる。

(b) 速度応答値/変位応答値

Taft(EW)波では最大応答値が小さく、可変剛性倍率を大きくしても、さほど低減は見られない。El Centro(NS)波では、Taft(EW)波に比べ最大応答値が大きく、可変剛性倍率を大きくするほど、最大応答値が低減する傾向が見られる。



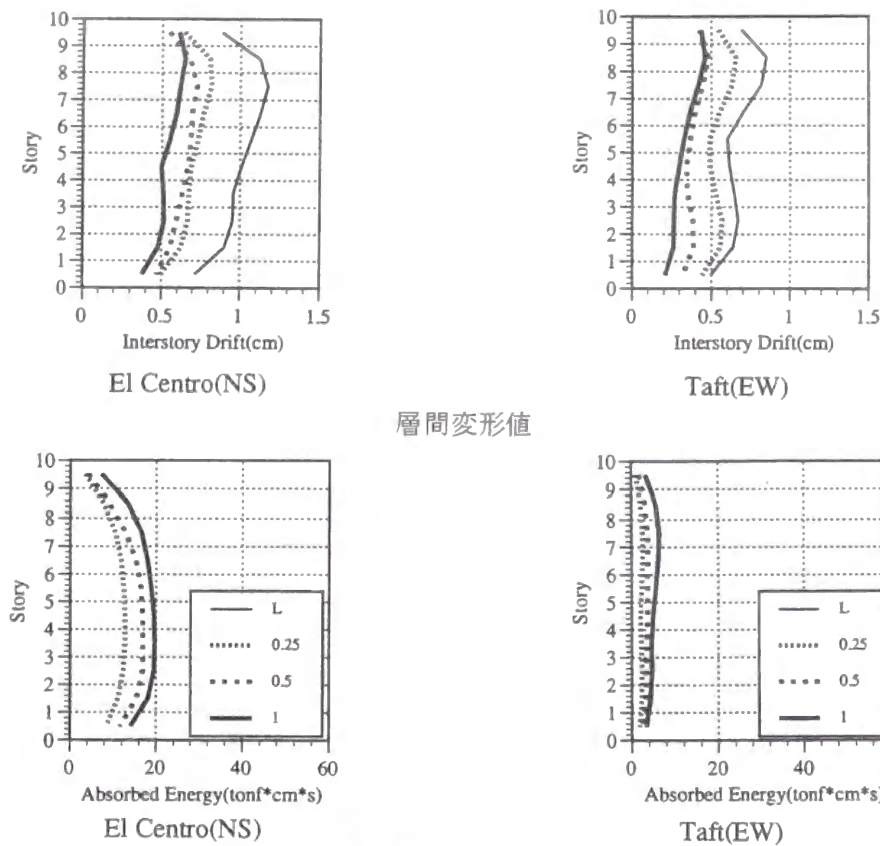


図6.18(b) 可変剛性倍率をパラメータにした応答値分布

#### (c) 層間変形応答値

El Centro(NS)波では6層以上、Taft(EW)波では7層以上の部位での層間変形値が大きくなり、指定分布形状と異なる。可変剛性倍率を大きくするに従い、層間変形値は小さくなるが、 $\gamma=1.0$ では9層以上の部位で最大応答値が増加する。

#### (d) 可変剛性装置の吸収エネルギー値

均一型分布と同様に、Taft(EW)波では吸収エネルギー値は小さく、全層でほぼ均一分布となる。El Centro(NS)波では、模擬地震波とはほぼ同様の分布形状となり、可変剛性倍率を大きくするに従い、吸収エネルギー値が大きくなる。

基本剛性状態と可変剛性装置を導入した時の層間変形応答値分布を模擬地震波群による平均応答値分布と比較する。これらの結果では、入力条件での内接関係が、応答においても保持されていることを示している。

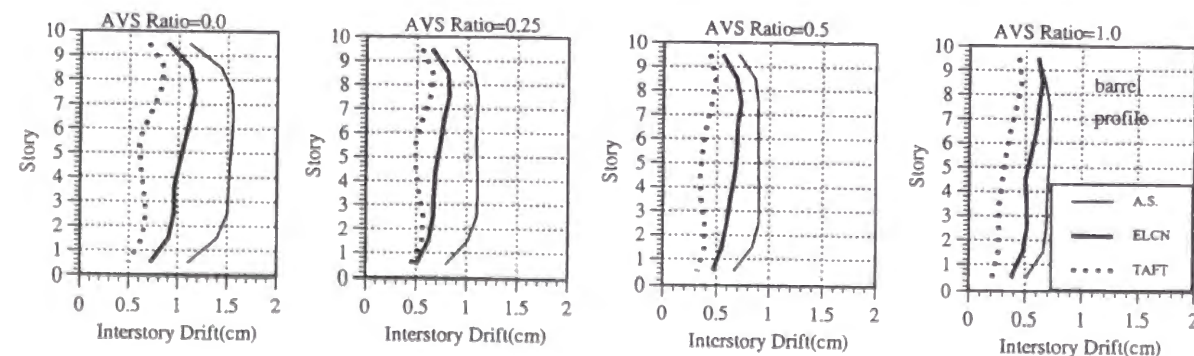


図6.19 層間変形値分布の比較

#### 6.4.4 十勝沖地震での八戸記録波

前項で確認したEl Centro, Taft記録波に比べ、軟弱な地盤での地震記録である、十勝沖地震における八戸での記録波に関しても、同様な内接関係で入力レベルを設定し、応答値分布における内接関係を確認する。

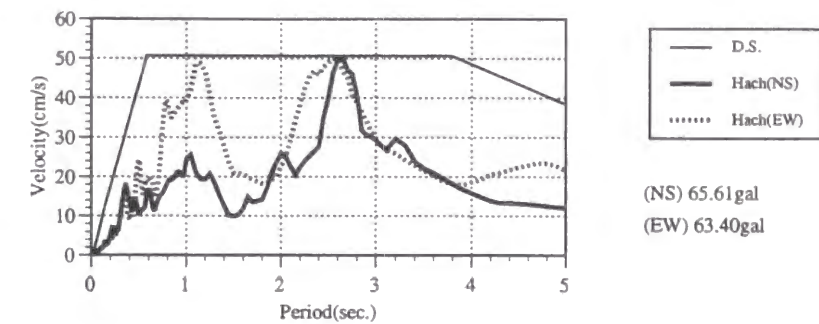


図6.20 設計用スペクトルに内接する地震応答スペクトル

このスペクトル特性から、NS成分では2.6秒付近に卓越成分が存在するのに対し、EW成分では2.6秒付近での卓越成分に加え、1.2秒付近にも卓越成分が存在する。これらの観測地震記録波による応答値を算定し、層間変形値に関し模擬地震波群による平均応答値分布と比較する。

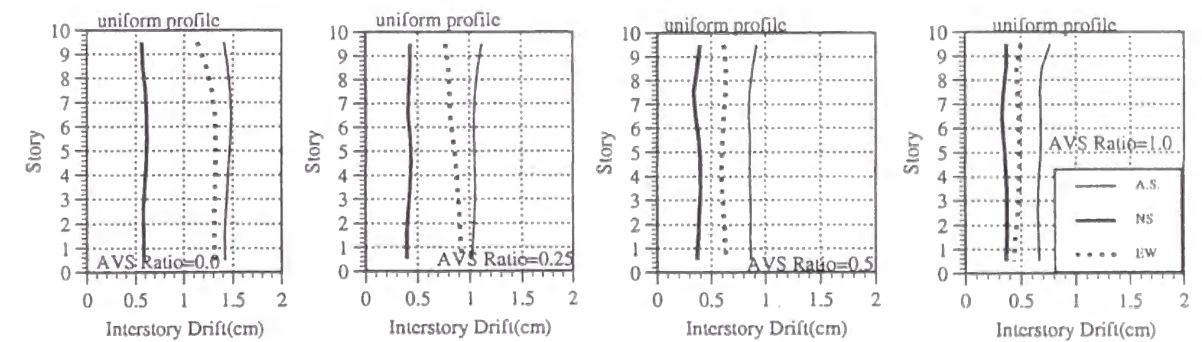


図6.21 均一型分布での層間変形値分布

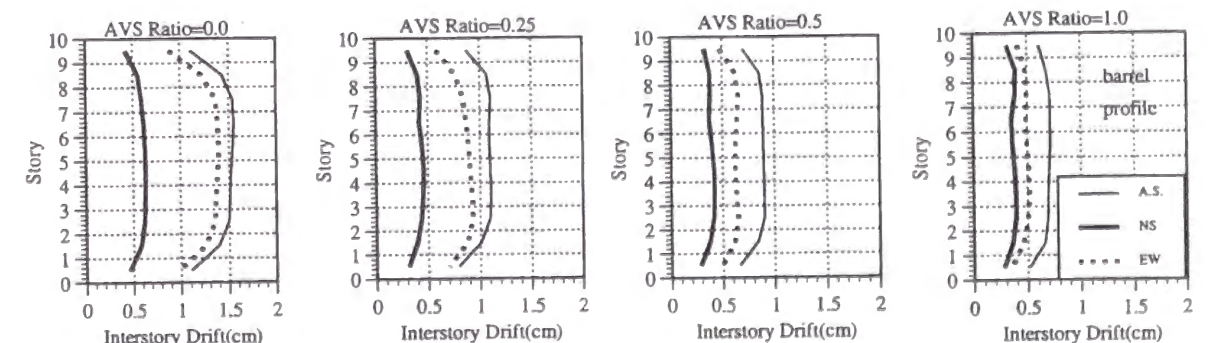


図6.22 Barrel型分布での層間変形値分布

いずれの標準剛性を設定しても、層間変形値の分布形状に関する制約条件を保持したまま、振幅値の低減が実現されている。そして、観測地震波による応答値が、模擬地震波群での平均応答値に内包される関係が満たされている。

### 6.5 区間共振型正弦波での応答値分布

本節では、設計用スペクトルに適合する模擬地震波群に対し、同じ設計用スペクトルに内接する条件で、継続時間を3サイクルとした区間共振型正弦波の振幅値を設定し、その応答値分布を平均応答値分布と比較する。可変剛性倍率を1.0に設定したMDOF-PAVSDモデルにおいて、1次、2次固有振動モードに対応した区間共振型正弦波による応答値分布を検討する。

#### 6.5.1 設計用スペクトルに内接する条件

特定の固有振動モードを励起する外乱として区間共振型正弦波を設定する。多層構造物での  $i$  次の固有振動モードの擬似固有周期は次のように求められる。

$$T_R(i) = \frac{T_F(i) + T_H(i)}{2} \quad (6.8)$$

この擬似固有周期と可変剛性倍率から区間共振型正弦波が設定される。多層構造物では、低次の固有振動モードが支配的となるため、ここでは1次と2次の固有振動モードに対する区間共振型正弦波を設定する。

標準剛性値分布で基本剛性値分布を設定し、可変剛性倍率を1.0とした可変剛性装置を各層に配置する。基本剛性周期と硬化剛性周期は次のようになる。

表6.7 硬化剛性状態での固有振動周期(秒)

均一型分布		
次数	$\gamma=0.0$	$\gamma=1.0$
1	1.207秒	0.853秒
2	0.477秒	0.337秒

Barrel型分布		
次数	$\gamma=0.0$	$\gamma=1.0$
1	1.207秒	0.853秒
2	0.466秒	0.330秒

表6.6からは、均一型、Barrel型のいずれの標準剛性分布においても、1次、2次固有振動モードの擬似固有周期は、表6.7のようになる。

表6.8 擬似固有周期(秒)

次数	$\gamma=1.0$
1	1.0秒
2	0.4秒

この擬似固有周期と可変剛性倍率1.0により規定される区間共振型正弦波が、設計用スペクトルに内接する条件から、区間共振型正弦波の加速度振幅値を規定する。第5章では、擬似固有周期が1.0秒より短い周期帯域では、継続時間を3cyclesとして加速度振幅値を設定した時に、平均応答曲線に内接する応答特性が得られた。ここでの区間共振型正弦波の継続時間は3cyclesとして、加速度振幅値を設定した。

$$\begin{aligned} \phi_A(1) &= 40.0 \text{ cm/s}^2 \\ \phi_A(2) &= 70.26 \text{ cm/s}^2 \quad (S_V(T=0.4\text{s}) = 35.06 \text{ cm/s}) \end{aligned}$$

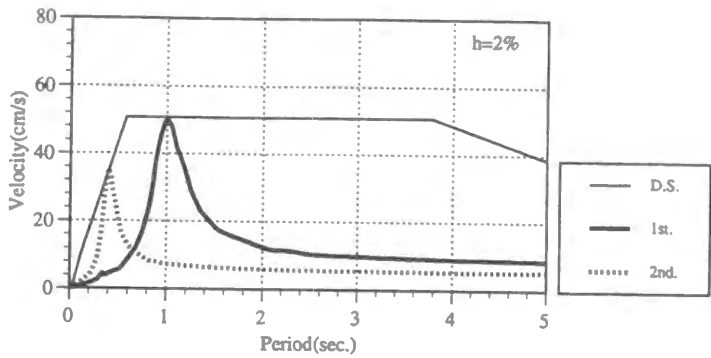


図6.23 設計用スペクトルに内接する区間共振型正弦波の応答スペクトル

#### 6.5.2 均一型分布での応答値分布

各振動モードに対する区間共振型正弦波による応答分布値と、模擬地震波群による平均応答値分布を比較する。2種類の区間共振型正弦波による応答値分布をSRSS評価法により算定した結果も併図する。

$$x_{SRSS} = \sqrt{\sum_{i=1}^2 x(i)^2} \quad (6.9)$$

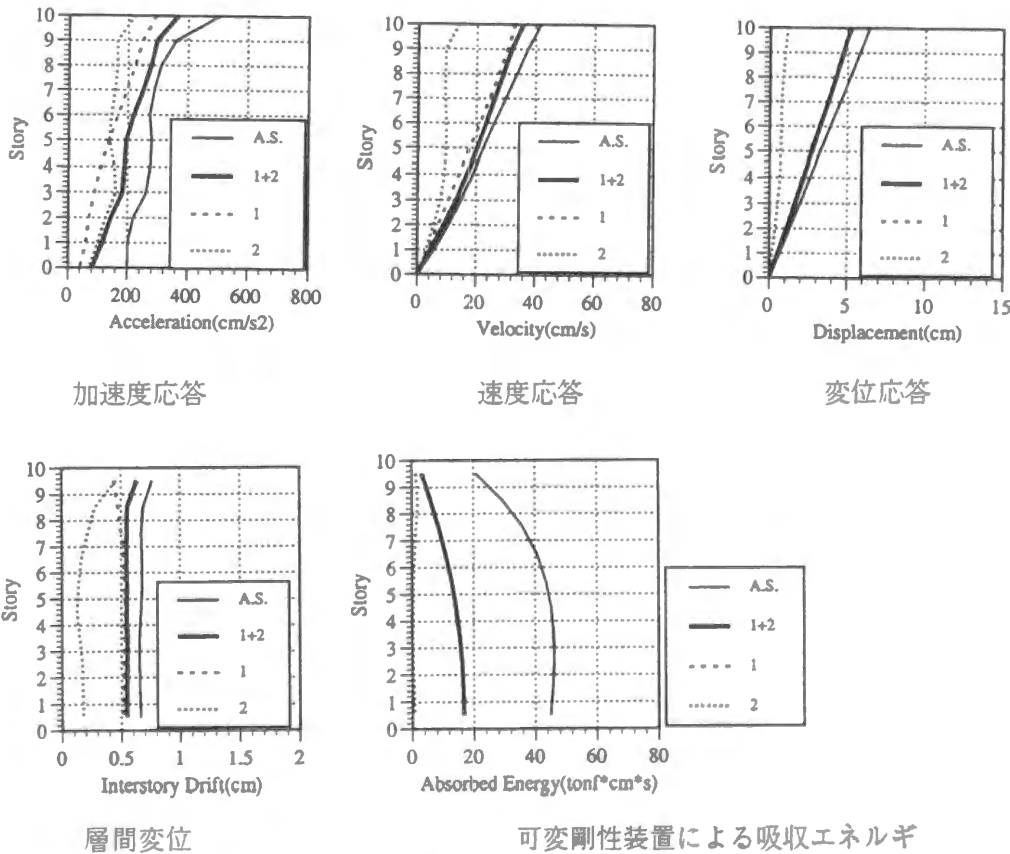


図6.24 均一型分布での応答値分布



速度、変位応答に関しては、1次固有振動モードを対象にした区間共振型正弦波による応答値分布は、模擬地震波群による平均応答値の分布形状、及び振幅値にほぼ近いものとなっており、設定された基本剛性値分布において、1次固有振動モードが支配的であることを示している。加速度応答値は、平均応答値分布の振幅の半分程度となっており、2次振動モードを対象にした区間共振型正弦波による応答値も同程度の大きさとなり、SRSS評価法による評価値は平均応答値分布の形状と相似になるが、振幅値は平均応答値分布より小さく、3次以上の固有振動モード成分の負担率も無視できないことを示している。

層間変形分布に関しても、1次固有振動モードを対象にした区間共振型正弦波では、各層均一分布が保持されているのに対し、2次固有振動モードを対象にした区間共振型正弦波では、上層部での応答値が大きい。最大応答値は継続時間を3サイクルとした区間共振型正弦波では評価できるのに対し、可変剛性装置の吸収エネルギー量は地震動の継続時間の積分値であることから、区間共振型正弦波では評価できない。

### 6.5.3 Barrel型分布での応答値分布

層間変形分布がBarrel型となる条件で設定された基本剛性値分布を設定しても、1次、2次振動モードを対象にした区間共振型正弦波による応答値分布と、それらをSRSS評価法で累加した結果を、模擬地震波群による平均応答値分布と比較した。

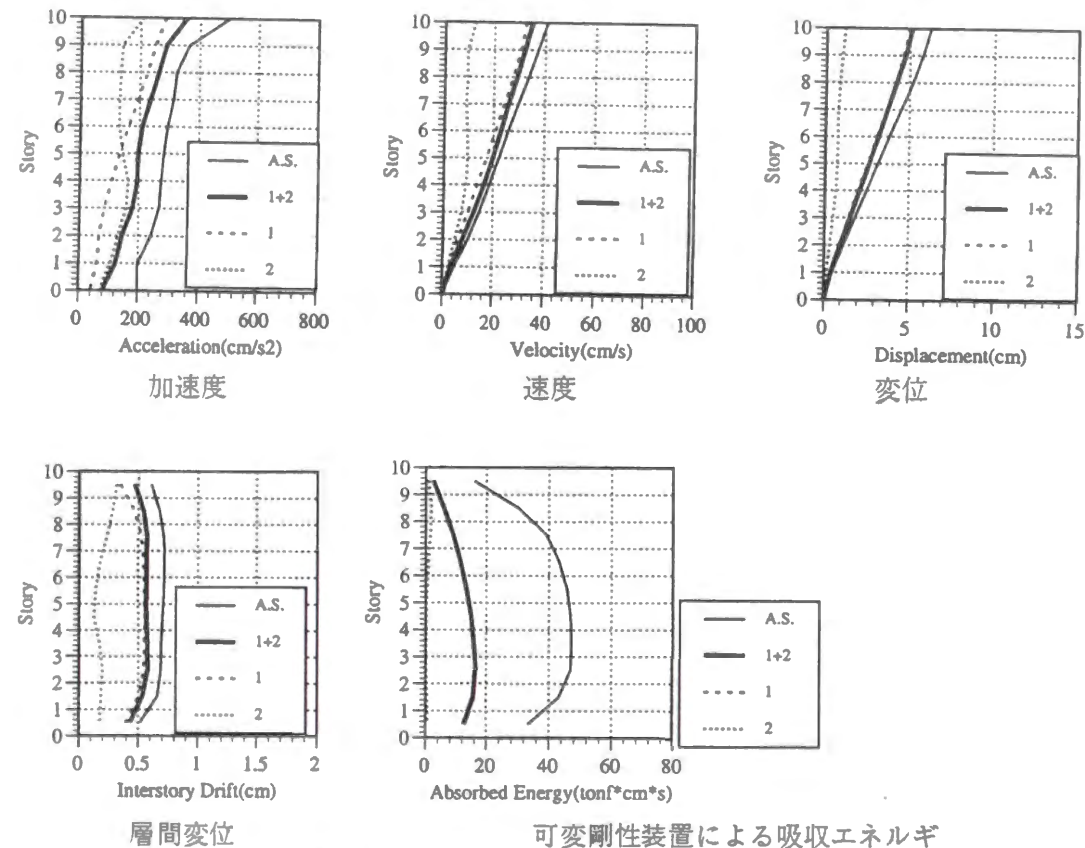


図6.25 Barrel型分布での応答値分布

Barrel型層間変形分布を制約条件とした基本剛性値分布の構造物でも、1次固有振動モードを対象にした区間共振型正弦波での応答成分が支配的となり、模擬地震波群による平均応答値分布に対する近似的な応答値分布を与えることを示した。

### 6.6 結論

第4章と同様に、可変剛性システムを導入した多層構造物を多自由度せん断型バネ-マスモデルで表し、可変剛性値分布を基本剛性値分布の比例倍で設定し、その可変剛性倍率を設計指標とした。第5章での設計用スペクトルに適合する模擬地震波群を本章でも採用した。中村恒善らによる地震時層間変形制約設計法をもとに、均一型、Barrel型の層間変形分布を指定値にする基本剛性値分布を設定した。

模擬地震波群に対する10層構造物の地震応答集合を求め、その平均応答値の高さ方向の応答値分布から以下の特性を明らかにした。

(特性-1) 加速度応答値分布では、可変剛性倍率を大きくしても、最大応答値は低減しないが、地震波の継続時間範囲での平均応答値は小さくなる。速度、変位応答値分布では、可変剛性倍率を大きくするほど、最大応答値を小さくできる。

(特性-2) 層間変形値の高さ方向の分布では、可変剛性倍率に関わらず均一型、Barrel型の分布形状が保持され、可変剛性倍率を大きくするほど層間変形値を小さくできる。

(特性-3) 可変剛性倍率を大きくするほど、可変剛性装置による吸収エネルギー値は大きくなるが、その増加量は徐々に小さくなる。

可変剛性倍率を大きくした時の、各層の層間変形値の低減比率は、各層でほぼ均一となることから、各層の層間変形値に共通する一つの低減評価式を導出した。可変剛性システムを導入した構造物では、入力レベルと出力レベルの間に比例関係が成り立つことから、この層間変形値に関する低減評価式は入力レベルに関わらない一般的な特性と見做せる。

この特性により、以下のように可変剛性性能(可変剛性倍率)の設計が可能になる。

(手順-1) レベル-1の設計用地震力に対して弾性限に収まるように基本構造物の剛性値分布を設定する。

(手順-2) レベル-1の $\alpha$ 倍のレベル-2の設計用スペクトルに対しては、提示した低減評価式をもとに応答値を $1/\alpha$ にする可変剛性倍率を設定する。

この手順により、レベル-1の2倍の応答値となるレベル-2の設計用スペクトルを設定し、せん断型可変剛性構造モデルの可変剛性倍率を低減評価式から求め、レベル-2に適合した模擬地震波群の平均層間変形値が弾性限に収まることを例証した。

設計用スペクトルに内接する条件のもとに、振幅レベルを調整した観測地震波での応答値分布は、模擬地震波群による平均応答値分布にほぼ内包される関係となり、模擬地震波群による地震応答値が設計用スペクトルに対する上限的な応答値となる特性を例証した。また、設計用スペクトルに内接する条件で、低次の固有振動モードを対象とした区間共振型正弦波による応答値分布により、模擬地震波群による平均応答値分布を近似できることを示した。

## 6.7 参考文献

- [6.1] A.M.Freudenthal, J.M.Garrelts, and M.Shinozuka; The Analysis of Structural Safety, ASCE, Vol.92, No. ST1, pp.267-325, Feb. 1966
- [6.2] M.Shinozuka; Maximum Structural Response to Seismic Excitation, ASCE, No. EM, pp.729-738, Oct. 1970
- [6.3] 星谷勝; 確率論手法による振動解析、鹿島出版会、1974年
- [6.4] 竹脇出: 弾性地盤により支持された建築構造物の最適設計および地震時応答制約設計、京都大学学位論文。1990年9月
- [6.5] 小堀鐸二、鎌形修一: 自律型適応制御による可変剛性型制震システム(制震構造の研究)、日本建築学会論文報告集、第420号、pp.121-131、1991年2月
- [6.6] 小堀鐸二、鎌形修一: 多層構造物への可変剛性型制震システムの配置法-基礎連結法-(制震構造の研究)、日本建築学会論文報告集、第438号、pp.65-74、1992年8月
- [6.7] Takuji KOBORI and S.KAMAGATA: Dynamic Intelligent Buildings Analytical Simulator, Microcomputers in Civil Engineering 7, pp.265-281, Elsevier Science Publishers, 1992
- [6.8] 小堀鐸二、鎌形修一: 多層構造物への可変剛性型制震システムの配置法-層間連結法-(制震構造の研究)、日本建築学会論文報告集、第444号、pp.33-41、1993年2月
- [6.9] Tsuneyoshi NAKAMURA & Takashi YAMANE: Optimum Design and Earthquake-response Constrained Design of Elastic Shear Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.14, 797-815, 1986
- [6.10] 小坂郁夫: 逆問題定式化による建築骨組の地震時変形指標制約設計法、京都大学、学位論文、1992年6月
- [6.11] 中村恒善: 応用力学シリーズ2/建築構造物の設計力学と制御動力学/第1章 逆固有振動問題と設計力学、日本建築学会、1994年11月
- [6.12] 竹脇出: 応用力学シリーズ2/建築構造物の設計力学と制御動力学/第3章 弾性支持された構造物の設計力学、日本建築学会、1994年11月
- [6.13] Tsuneyoshi NAKAMURA & Masaaki TSUJI: Inverse Damping Perturbation for Stiffness Design of Shear Buildings, the Journal of Structural Engineering, Vol.122, No.6, June, 1996
- [6.14] Masaaki TSUJI & Tsuneyoshi NAKAMURA: Optimum Viscous Dampers for Stiffness Design of Shear Buildings, the Structural Design of Tall Buildings, Vol.5, 217-234, 1996

## 第7章 結論

本論文では、制震構造の基本概念に基づいて考案した、自律型適応制御による可変剛性システムを導入した建築構造物の力学的特性を数値解析により把握し、その性能特性を解析的に明らかにし、層間変形に関する地震時応答制約設計法を提示した。

第1章では、制震構造の基本概念をもとに、新たに提唱されたDynamic Intelligent Buildings (DIB)の概念とそのシステム構成を示した。各種の制震システムの数値解析による検討から可変剛性システムを研究に至った経緯を説明した。また、制震システムの関連分野における研究と本研究の関係を明らかにした。

第2章では、油圧シリンダー付きブレースを可変剛性装置として組み込んだ1層1スパン模型構造物に変調型正弦波を作用させたときの実験結果を、瞬時剛性切換えモデルを導入した可変剛性構造モデルによって實際上支障のない精度で予測できることを明らかにした。自律型適応制御による可変剛性システムを導入した建築構造物の性能特性を、数値解析結果により明らかにした。基本剛性値に対する可変剛性値の比率(可変剛性倍率)をパラメタとした地震応答曲線により、1自由度可変剛性構造モデルの基本的特性を把握した。

- (1) 自律型適応制御での剛性切換え時刻列は入力レベルに依存せず、入力レベルと出力レベルの間に比例関係が存在する。
- (2) 可変剛性倍率を大きくするほど、地震動に含まれる卓越成分の影響が低減され、地震応答曲線は滑らかな曲線となる。
- (3) 可変剛性倍率を大きくすることで、応答量を小さくできる。
- (4) 可変剛性装置はエネルギー吸収装置であり、安定した振動抑制効果を与える。

この可変剛性システムを導入した均一剛性、均一質量の3層せん断型バネ-マスモデルにおいて、層間連結法により各層に可変剛性装置を配置し、最上層の応答値を制御情報とした特定部位応答制御の有効性を明らかにした。基本剛性値に比例する可変剛性値を設定し、その比例倍率(可変剛性倍率)をパラメタとした解析結果から、可変剛性倍率を大きくするほど、速度、変位応答値を低減できる特性を明らかにした。更に、可変剛性装置の配置を多重化することで、下層部位で励起される高次振動モードが低減される傾向にあることを明らかにした。

第3章では、1自由度可変剛性構造(SDOF-AVS)モデルについて、初期速度条件による自由振動過程を解析解の連結で記述し、応答過程の漸化式を導き、それをもとに1サイクルにおける応答低減量を可変剛性倍率の関数として導き、振幅低減比率と継続時間の関係を図示した。この結果から、可変剛性倍率を大きくするほど、応答値を短い時間で低減できることを証明した。また、加速度応答と速度応答、及び速度応答と変位応答で構成した相平面に軌道曲線を図示し、加速度応答と速度応答での軌道曲線では、硬化剛性から基本剛性への切換え時に剛性低減比率の割合で加速度応答値が低減する不連続性を有するが、速度応答と変位応答での軌道曲線は連続性を有する特性と、短径を長径とする関係で内包される楕円軌道を四半サイクルごとに順に連結したことを明らかにした。その1サイクルに要する時間をSDOF-AVSモデルの擬似固有周期として定義した。構造物の減衰定数と同等の振動低減特性を与える等価可変剛性倍率を導出した。エネルギー準位からは、硬化剛性から基本剛性に切換えられる時に可変剛性装置の負担していた復元力エネルギーが可変剛性装置による吸収エネルギーとなることを示し、エネルギー準位と最大応答値の低減量を可変剛性倍率の関数で表し、エネルギー準位は最大応答値に比べ2乗の関係で低減することを解明した。

線形系での共振正弦波に対応する関数型外乱として、各剛性状態の共振正弦波を連結した区間共振型正弦波を導入した。区間共振型正弦波によるSDOF-AVSモデルの応答過程を表す漸化



式を導出し、その応答増分値が無限時間後には零値に収束することから定常応答過程の存在を証明した。その定常応答過程での剛性切換え時刻の応答振幅値と可変剛性倍率の関係を表す閉形解を導出し、その関係を応答低減曲線として図示し、可変剛性倍率を大きくするほど、定常応答振幅を小さくできることを解明した。この定常応答過程では基本剛性状態の始端時刻で最小エネルギー準位となり、それから半サイクルの過程でエネルギー準位は単調増加し、硬化剛性状態の終端時刻で最大エネルギー準位となる。この半サイクル間での入力エネルギー増分が可変剛性装置の吸収エネルギーとなる。可変剛性倍率を大きくするほど、定常応答状態での最小、最大エネルギー準位と可変剛性装置の吸収エネルギー量のいずれもが小さくなる関係と、最大エネルギー準位に対する可変剛性装置の吸収エネルギー量の比率は1.0に漸近し、最大エネルギー準位に対する最小エネルギー準位の比率は零に漸近することを解明した。

第4章では、多質点せん断型バネ-マスモデルにおいて、層間連結法により各層に可変剛性装置を配置し、各層の可変剛性値を基本剛性値の比例倍(可変剛性倍率)で設定した。基本剛性比例型の可変剛性値分布では、全層硬化剛性状態と基本剛性状態での各固有振動モードが同一となることから、固有振動モード制約下の自由振動過程は、SDOF-AVSモデルと同様に、2種類の剛性状態の切換えとして記述できる。この条件のもとでは、2自由度可変剛性構造(2DOF-PAVS)モデルは多自由度可変剛性構造モデルとしての一般性を有することになる。そこで、2DOF-PAVSモデルの振動過程を解析解で記述し、振動低減に関する閉形解を導き、性能特性を解明した。

自由振動過程の1サイクルでの応答低減量を可変剛性倍率の関数で導出し、この関係式をもとに自由振動過程での応答低減曲線を図示し、可変剛性倍率を大きくすることで振幅値を小さくできることを解明した。固有振動モードが連成した自由振動過程は4種類の剛性状態の切換えとなるが、1サイクルの中での硬化剛性から基本剛性への切換えでエネルギー準位が必ず低減することで、固有振動モード制約下と同様に応答振幅が低減することを明らかにした。

1次、2次固有振動モード制約下では区間共振型正弦波の過渡応答過程も、SDOF-AVSモデルと同様に、全層硬化剛性状態と基本剛性状態の2種類の解析解列で記述できる。過渡応答過程を表す漸化式を導出し、定常応答状態の存在を証明した。定常応答振幅と可変剛性倍率の関係を表す閉形解を導出し、その関係を低減評価曲線として図示し、可変剛性倍率を大きくすることで定常応答振幅を小さくできることを解明した。速度応答と変位応答の相平面にエネルギー準位を加えた相空間で定常応答の軌道曲線を図示し、硬化剛性から基本剛性へ切換えられる時のエネルギー準位の低減量と、半サイクルでの入力エネルギー増加量が釣合うことを解明した。

第5章では、設計用スペクトルに適合する模擬地震波群を設定し、SDOF-AVSモデルの地震応答解析を行い、可変剛性倍率をパラメタとした平均応答曲線を示した。可変剛性倍率を零とした線形系の応答曲線により設計用スペクトルへの適合度を確認した。可変剛性倍率に関わらず平均応答曲線は滑らかな性状を保持し、可変剛性倍率を大きくすることで応答値が低減できる特性を明らかにした。設計用スペクトルで一定の速度応答値を設定している1.0秒から3.0秒の範囲での擬似固有周期系で、最大応答値と可変剛性倍率の関係を応答低減曲線として図示し、可変剛性倍率を大きくすることで最大応答値を小さくできる関係を明らかにし、可変剛性倍率の関数で低減評価式を提示した。この低減評価式は入力レベルに依存せず、これにより構造物の地震応答値を許容値以下にするために必要な可変剛性倍率を直接的に求めることができる。

設計用スペクトルへの内接条件で入力レベルを調整した観測地震波による最大応答曲線は模擬地震波群による平均応答曲線にほぼ内包されることを例示した。また、模擬地震波群に含まれる周期成分の振幅値を非定常周波数帯域濾過振幅スペクトルにより分析し、その結果をもとに各擬似固有周期の振幅値を設定し、同様な設計用スペクトルへの内接関係から継続時間を調整した区間共振型正弦波の応答曲線は、いずれの可変剛性倍率においても、平均応答曲線への内接関係を満たすことを明らかにした。また、閉形解として導出されている区間共振型正弦波

の定常応答解に、この振幅値を乗じた定常応答値は模擬地震波群による平均応答値を上回る値となるが、可変剛性倍率を0.5以上に設定すると設計的に利用できる上限値になることを明らかにした。

第6章では、中村恒善らによる地震時の層間変形分布を均一型、Barrel型の指定値にする地震時層間変形制約設計法を適用し、10層せん断型バネ-マスモデルの基本剛性値分布を設定した。基本剛性比例型で各層の可変剛性値を設定した。第5章と同じ模擬地震波群を用い地震応答解析を行い、平均応答値の高さ方向の分布に関する以下の特性を明らかにした。

- (1) 加速度応答値分布では、可変剛性倍率を大きくしても最大応答値はさほど低減されないが、継続時間範囲での平均応答値は低減される。
- (2) 速度、変位応答値分布では、可変剛性倍率を大きくすることで最大応答値を小さくできる。
- (3) 層間変形分布では、可変剛性倍率に関わらず、基本剛性状態と同様な均一型、Barrel型分布形状を保持し、可変剛性倍率を大きくすることで最大層間変形値を小さくできる。

各層での層間変形値の大きさと可変剛性倍率の関係を応答低減曲線として図示し、その関係から各層に共通に適用できる低減評価式を提示した。

この低減評価式を用いた、せん断型可変剛性構造物の地震時制約設計法を提示した。即ち、レベル-1の設計用スペクトルに対しては、中村恒善らにより提示されている地震時層間変形設計法で基本構造物を弾性設計し、レベル-1の $\alpha$ 倍のレベル-2の設計用スペクトルに対して可変剛性システムを導入する。各層の可変剛性値は基本剛性比例型で設定し、低減評価式で応答値を $1/\alpha$ にするように可変剛性倍率を設定する。この設計法では、地震時層間変形設計による基本構造物に対する標準設計も可能となり、可変剛性システムはレベル-1の構造物の応答に余裕度を与えるものとなる。

設計用スペクトルへの内接条件で観測地震波と区間共振型正弦波の入力レベルを調整すると、その応答値分布は模擬地震波群による平均応答値に内包される関係をほぼ満たしていることを例示し、模擬地震波群による平均応答値分布をもとに提示した低減評価式が正当であることを立証した。

本論文の中では、2.2節で説明した収束計算法を用いた数値解析法が重要な役割を演じている。可変剛性システムは構造物に非線形復元力特性を与えることから、その振舞いの解析には数値解析的な技術が必要となる。この数値解析法は第2章での研究の発端ばかりでなく、第5章と第6章の地震時応答制約設計での模擬地震波群の地震応答解析でも用いられている。

第2章での数値解析結果により推測された性能特性は、第3章と第4章では解析解列から導出された閉形解で証明された。そこでは、一般解だけで記述される自由振動解に加え、中村恒善により考案された区間共振型正弦波の導入により、可変剛性構造モデルの極限的応答の特性を表す閉形解が導出された。また、構造物を多質点せん断型バネ-マスモデルとし、基本剛性比例型の可変剛性値分布を導入することで、固有振動モード制約下では、SDOF-AVSモデルと同様な解析解列で応答過程が記述できた。この基本剛性比例型の可変剛性値分布の設定法は第6章でも用いた。

第5章と第6章での設計用スペクトルに適合した模擬地震波群を用いた応答評価法は中村恒善らによる地震時応答制約法の研究の中で考案されたものである。また、第6章での基本剛性値分布の設定には、中村恒善らによるせん断型構造物の層間変形に関する地震時応答制約設計の手法を適用した。これらの条件のもとで、可変剛性倍率に関わらず、地震時の層間変形分布の指定形状が保持される特性を明らかにし、全層で共通に適用できる層間変形値と可変剛性倍率の関係を表す低減評価式を提示できた。そして、この低減評価式を用いて地震時の層間変形を指定値以下にするために必要な可変剛性倍率を直接的に求める地震時応答制約設計法を提示できた。



付録-A： 予測型適応制御

制震構造の基本概念の一つである「地震動の卓越周期から回避する非定常非共振化」の概念を実現するためには、各種の非線形復元力特性を導入した構造物の地震応答特性を検討したが、結果としては、地震動の基本的な性質があらかじめ明らかにされないかぎり、「地震動の卓越周期を回避する」概念は実現できないとの結論に至った。

このような制震構造の研究、開発に着手した同年のメキシコ地震では、震源から遠く離れた建築構造物が大きな被害を受けた。その地震では地震発生から30秒後に構造物に地震波が到達するという、地震工学的に興味深い特性が指摘され、このような特性を利用することも考えられた。そこで、「これから到達する地震動が推定できる」として予測型適応制御を導入し、予測の必要時間や可変剛性装置の必要性能（可変剛性幅）を数値解析モデルで検討した。

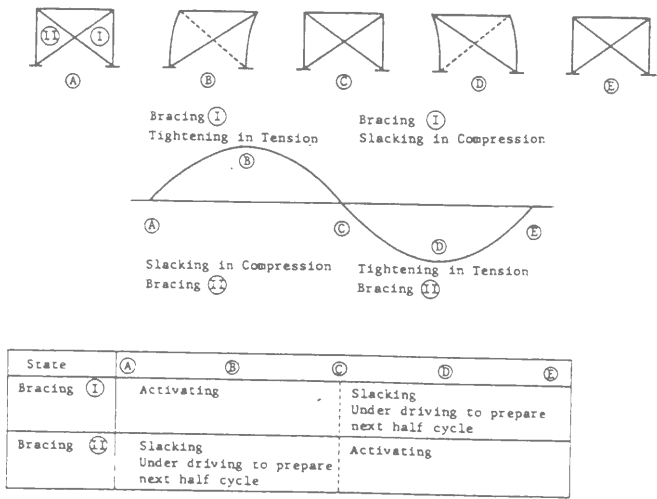
1 可変剛性システム

可変剛性装置は、メカニカルな機構で能動的に剛性を調整できることを想定している。この装置に付与すべき基本特性は次のように設定した。

可変剛性装置の特性

- (a) 剛性装置は設定された剛性を保持するだけで、加力能力はもたない。
- (b) 剛性装置は構造物の振動状態に応じて駆動させるため、固有振動周期に比べ高速な応答性をもつ。
- (c) 剛性装置はメカニカルな装置であり、設定可能な剛性状態から任意の剛性状態を選択できる。

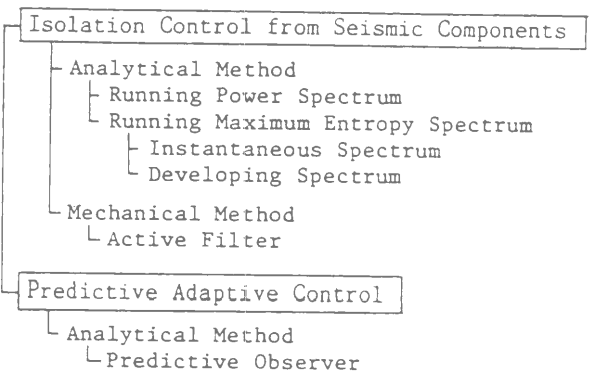
例えば、剛性を可変化する機構として、筋違いにslip型復元力特性をもたせ、slip状態からhardening状態への遷移点を調整可能にした装置を想定する。そして、遷移点の位置を剛性装置に生じる変形よりも大きく設定すれば、剛性装置は構造物に剛性を付与しない状態とできる。この遷移点の調整を、半サイクルの筋違いの弛緩状態の間に行うものとする。これにより、半周期型剛性調整アルゴリズムが導入される。



図A.1 半周期型剛性調整アルゴリズム

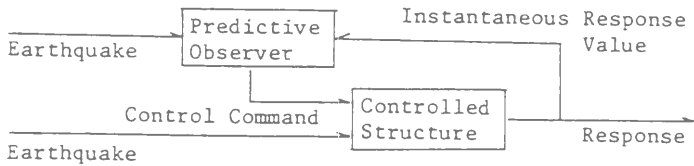
2 制御規範

構造物の地震応答において、「非共振化」を実現するには、地震動記録を分析し、その卓越成分を回避する卓越周期回避型制御と、地震外乱による構造物の応答を評価する予測型適応制御の2種類の制御規範を検討した。



図A.2 制御規範

これから到達する地震動の予測法を確立するには、困難な問題が山積しているが、あえて完全な地震動が予測できるとして、予測型適応制御による振動抑制効果を数値解析的に検証した。この制御規範と可変剛性系の関係は次のように表される。



図A.3 予測型適応制御のブロック図

3 応答時刻歴

予測型適応制御を導入したSDOF-AVS系の地震応答過程を数値解析により求めた。

解析条件

- (a) El Centro(NS), Taft(EW) の地震波を最大振幅100 cm/s<sup>2</sup>、継続時間20秒（0.005秒\*4000steps）として入力波とする。
- (b) 標準剛性(k<sub>0</sub>)の10%刻みで15段階の剛性選択ができる。

$$\begin{aligned} k(L) &= k_{MAX} - L \times k_C \\ k_C &= 0.1 \times k_0 \\ k_{MAX} &= 2.0 \times k_0 \\ L &= 15 \end{aligned}$$

- (c) 予測範囲では線形系を仮定し、予測範囲は変位応答値が零値を3回横切る範囲とする。
- (d) 標準剛性でのSDOF-AVS系の固有周期を1.0秒とする。
- (e) 各解析ステップの数値積分過程では、収束計算を用い、収束判定値は加速度応答値の変化率で設定する。

$$\epsilon = \frac{|\ddot{x}_k - \ddot{x}_{k-1}|}{|\ddot{x}_k|} < 10^{-5}$$

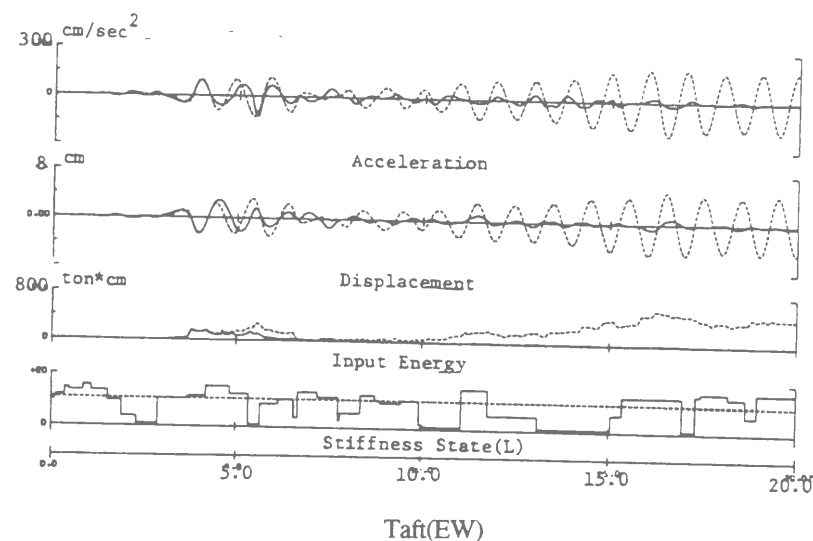
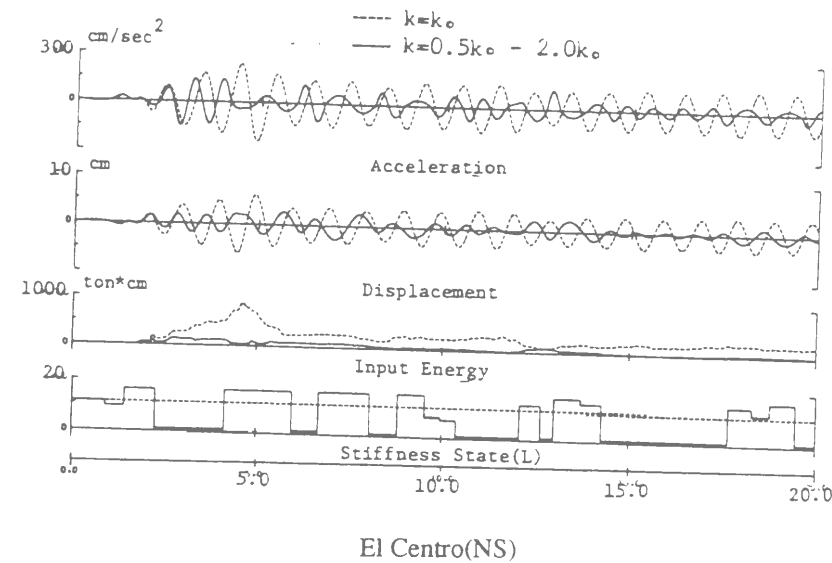


図 A.4 応答時刻歴

(a) 無制御状態の応答特性

El Centro波の4.0秒までの主要動は1.5Hz付近の広帯域に卓越周期成分をもつため、1.0秒の線形系の入力エネルギーも増加過程をたどるが、それ以後は、無減衰系にも関わらず入力エネルギーは小さくなる。これは、地震力と動的内力の相殺による偶発的な振動抑制効果と考えられる。Taft波は8.0秒付近から2.0Hzを中心にした狭帯域の卓越成分を持つため、1.0秒の線形系では入力エネルギーの増加は見られないが、10秒以後に入力エネルギーの増加過程が見られる。

(b) 制御状態の応答特性

El Centro波ではその主要動付近で、最大と最小の剛性が交互に選択され、入力エネルギーは10%程度に低減される。Taft波ではその主要動付近では、標準剛性が設定されるが、10秒以後では、最大、最小剛性が選択される状態が多くなる。

いずれの地震波においても、非共振化を必然のものとする事で振動抑制されている。

4 地震応答スペクトル

SDOF-AVS系の標準周期を0.2秒から4.0秒の範囲で0.2秒間隔で20種類を設定した。各周期系の地震応答を数値解析で求めた結果から、地震応答曲線を求めた。線形系での地震応答曲線が、減衰係数をパラメタにするのに対し、ここでは、可変剛性装置の可変剛性範囲をパラメタに設定した。

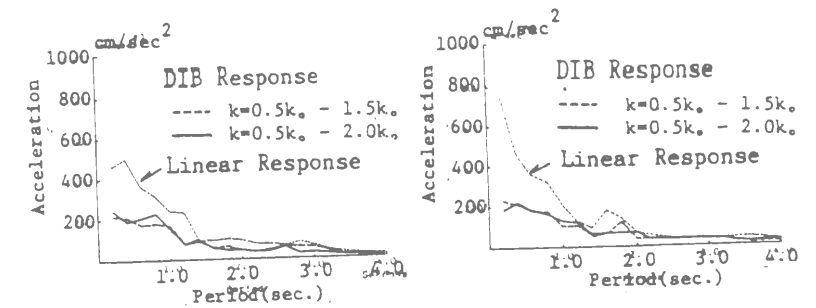
case-A :  $k = 0.5k_0, \dots, 1.5k_0$  (16段階)

case-B :  $k = 0.5k_0, \dots, 2.0k_0$  (21段階)

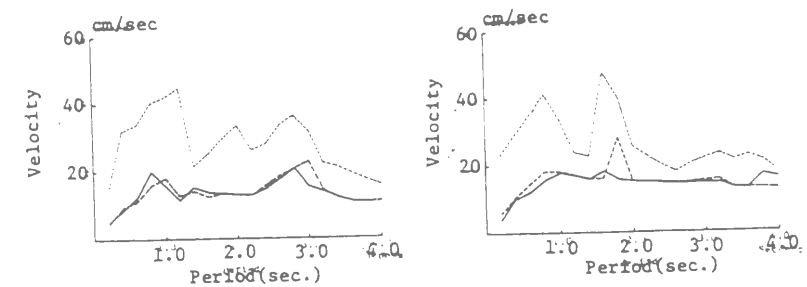
解析条件

(a) 予測オブザーバでの入力エネルギー制御とする。

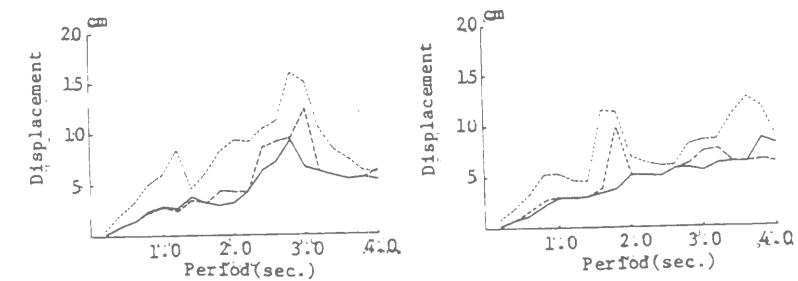
(b) 予測範囲は1.5周期とする。



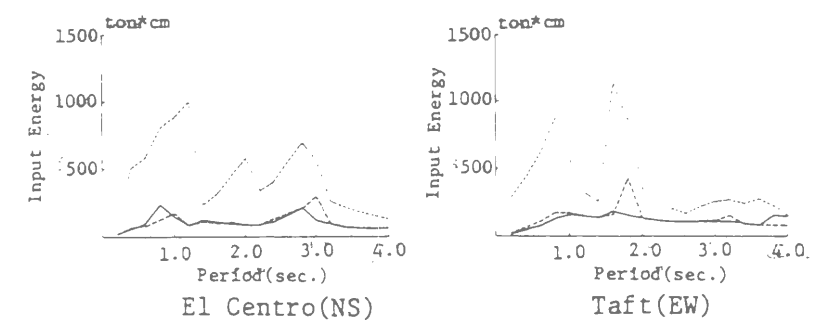
加速度応答



速度応答



変位応答



El Centro (NS)

Taft (EW)

入力エネルギー

図 A.5 地震応答スペクトル

(a) 最大加速度応答スペクトル

最大加速度応答値は、周期が長くなるに従い、単調減少し、地震波や可変剛性範囲の違いは応答曲線にさほど影響を与えない。

(b) 最大速度応答スペクトル

標準周期に関わらず、最大速度応答値はほぼ一定になる。

(c) 最大変位応答スペクトル

最大変位応答値は、標準周期が長くなるに従い、単調増加する。可変剛性範囲を広くしたほうが、最大応答値は小さくなる。

(d) 最大エネルギースペクトル

地震波に固有な卓越周期成分の影響が小さく、ほぼ一定値の応答曲線となる。

5 結論

予測型適応制御で完全な地震動の予測情報が利用できるとするならば、地震外力に含まれる卓越成分の周期を回避するように、また地震外力により構造物の動的内力を相殺するように、構造物の振動特性が調整されることを示した。

このような予測型適応制御を実現するには、制震構造の基本構成で説明した地震観測システムの構築とともに、想定される震源から建設サイトまでの地盤特性の解明が必要であり、現状ではこれらの条件が満たされていない。そこで、地震動の情報を利用しない非定常・非共振による振動低減特性を目標とした。

参考文献

[A-1] 小堀鐸二、鎌形修一：予測型適応制御による可変剛性型制震システム（制震構造の研究）、日本建築学会構造系論文報告集、第416号、pp.125-133、1990年10月

付録-B 非定常パワースペクトル

地震動は、その短い継続時間の中で、卓越成分の周期と振幅が変化する非定常特性を有する。制震構造の基本概念の中には地震動の非定常特性を利用する非定常非共振化の概念があり、地震記録波の非定常特性に着目した。そこで、非定常特性を分析する方法として、FFTを用いた非定常パワースペクトルを導入した。

1 算定法

非定常パワースペクトルは地震記録波の継続時間にそって矩形フィルターを掃引し、各時刻での周波数成分を高速フーリエ変換法を用いて算定する。

定義：非定常パワースペクトル

$$S_{PW}(f, T) = \int_{-\infty}^{\infty} g(\tau, T) \exp[-i\omega\tau] d\tau \quad (B.1)$$

$$\tau = t - T + \frac{T_a}{2} \quad (B.2)$$

$$g(\tau, T) = \ddot{y}(t) \quad : T - \frac{T_a}{2} \leq t \leq T + \frac{T_a}{2} \quad (B.3)$$

$$g(\tau, T) = 0.0 \quad : T + \frac{T_a}{2} < t \leq T - \frac{T_a}{2} + T_E \quad (B.4)$$

$T$ ：地震動の継続時間内での時刻

$T_a$ ：データ取り込み時間（データウインドウの幅）

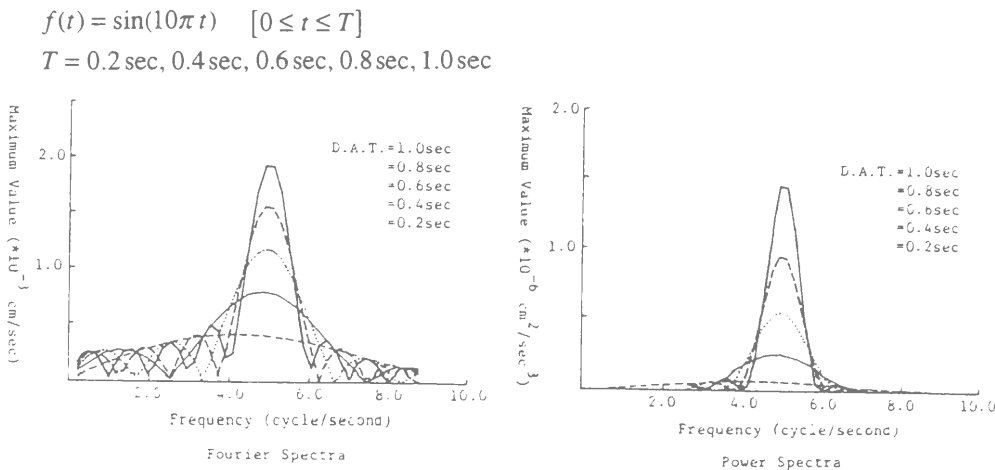
$T_E$ ：FFTでの解析時間（分解能）

2 分析精度の検証

地震動における卓越成分の継続時間は単発的なものから数サイクル継続するものである。まず、分析対象としたsin波の継続時間とFFTの分析精度の関係を評価する。データ継続時間が長いほうが分析精度を高めることができるが、卓越成分の存在する時間を正確に評価するためにはデータ取込み時間は短くする必要がある、両者のトレードオフの関係が問題となる。

2.1 周波数成分の分析精度

地震動は自然現象であり、そこに含まれる卓越成分の長さは不確定である。ここでの非定常パワースペクトルの分析精度が、短い継続時間の卓越成分に対して、どの程度分析精度を有しているかを以下のsin波の分析結果で確認する。



図B.1 フーリエ振幅係数とパワ値の比較



フーリエ振幅係数、パワ値のいずれも、3サイクル以上の継続時間で卓越周期成分が明瞭に分析される。フーリエ振幅係数に比べ、パワ値では卓越成分の周辺周波数域へのサイドロープが小さい。この分析特性により、フーリエ振幅係数に比べ、パワ値は分析精度が高い。

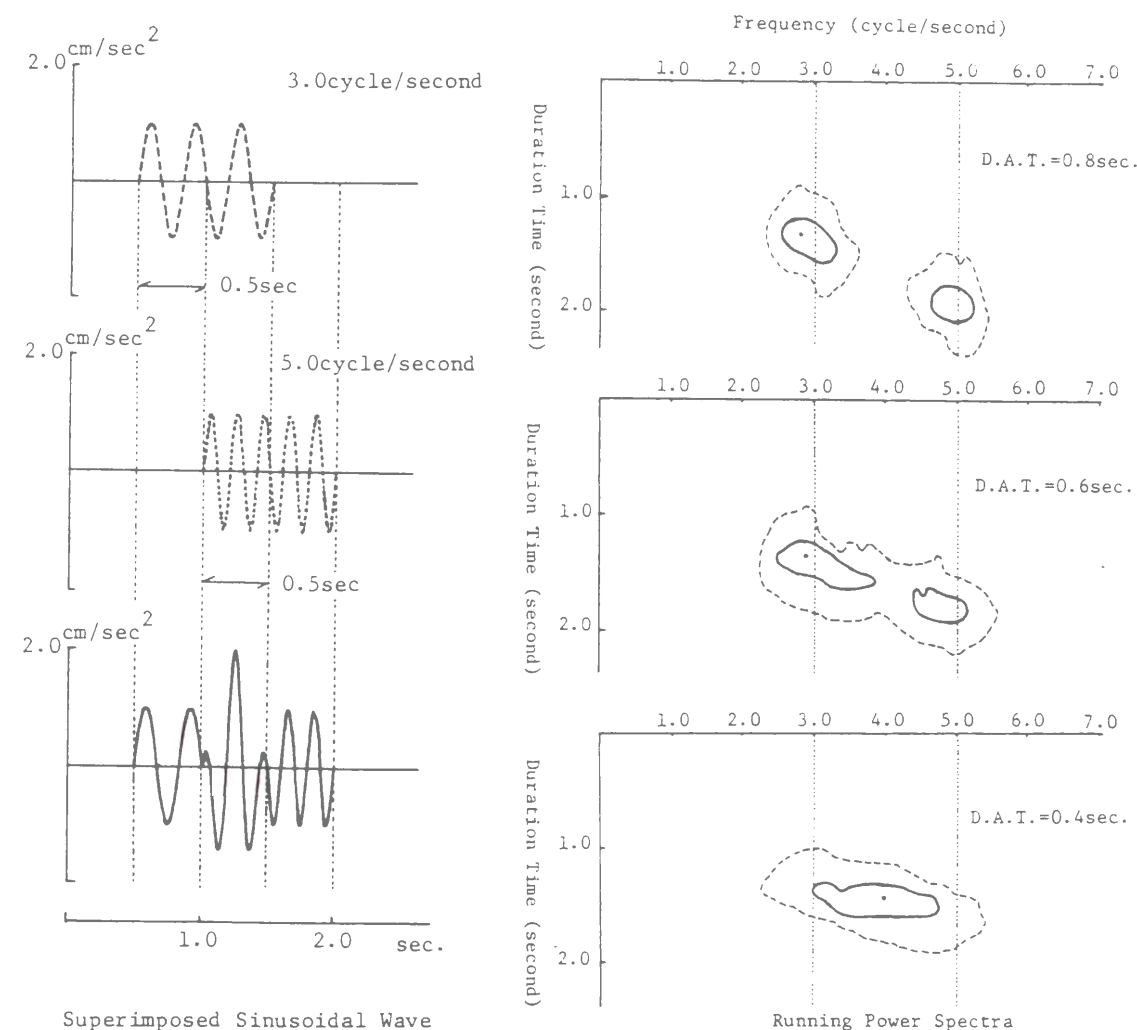
## 2.2 非定常特性の分析精度

地震記録波は複数の周波数成分が重ね合わさった状態を、異なる周波数成分のsin波を重ね合わせて模擬する。

$$f(t) = \sin(6\pi t) \quad [0.5 \leq t \leq 1.5]$$

$$f(t) = \sin(10\pi t) \quad [1.0 \leq t \leq 2.0]$$

データ取込み時間を0.4秒、0.6秒、0.8秒とし、非定常パワースペクトルを算定した結果を図示する（図B.2）。

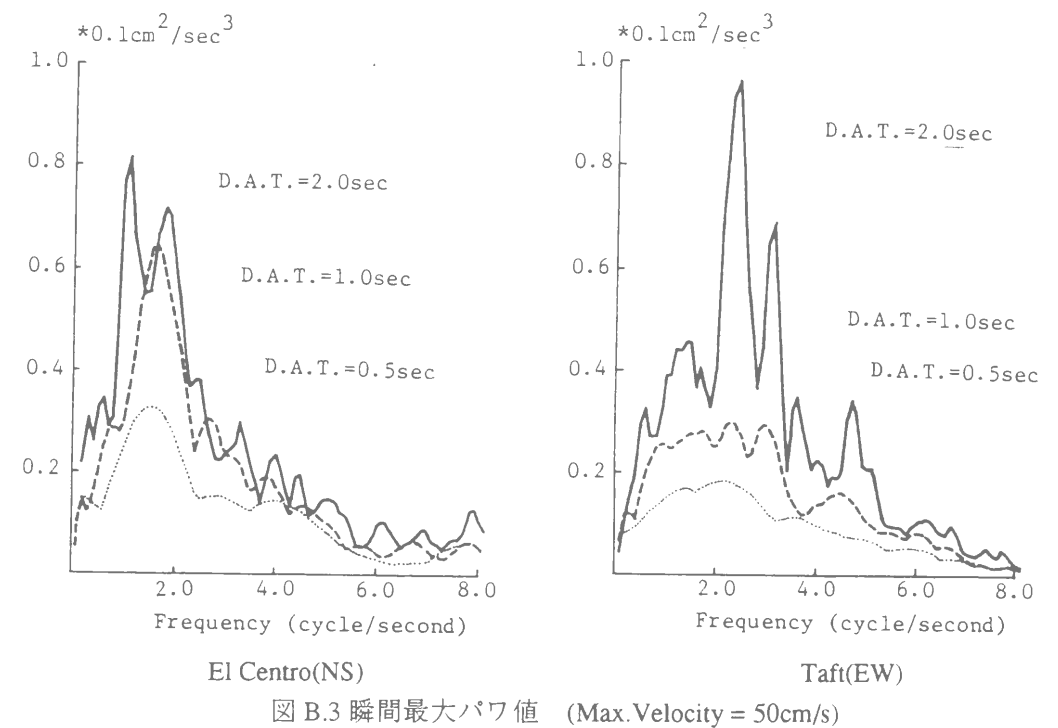


図B.2 模擬地震波の非定常特性の分析精度

この図からは、データ取込み時間を0.8秒とした時に、周波数成分とその到達時刻をほぼ正確に識別している。このデータ取込み時間は、卓越周波数成分0.3Hzに対しては、3サイクル未満であり、データ取込み時間は分析対象の周波数成分が2～3サイクル含まれる長さで判断した。

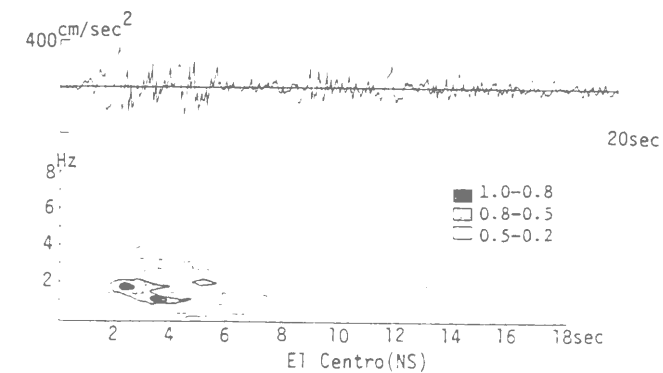
## 3 地震記録の非定常特性

この非定常パワースペクトルを用いて地震波を分析し、その非定常特性を分析する。データ取込み時間を0.5、1.0、2.0秒とし、各周波数成分の瞬間最大パワ値（以下では、パワ値とする。）を示す（図B.3）。



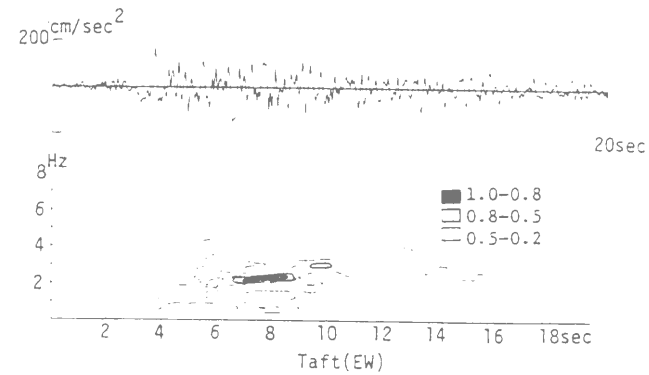
この結果で示されるように、El Centro 波の卓越成分は1.0Hz付近にあり、そのパワ値はデータ取込み時間を0.5秒から1.0秒にすると2.0倍程度に増加するが、更にこれを2.0秒と長くしても、1.0秒と比べパワ値はさほど変わらない。また、Taft波の卓越成分は2.0Hzから3.0Hz付近にあり、そのパワ値はデータ取込み時間を長くするに従い大きくなる。これらの結果から、卓越成分の周波数だけでなく、継続時間はEl Centro 波では1.0秒程度であり、Taft波では2.0秒以上であることがわかる[C.1]。

次に、データ取込み時間を2.0秒間とした非定常パワースペクトルを示す（図B.4）。これらの結果からは、地震動の卓越成分の到達時刻と継続時間の特性が明らかになる。



エルセントロ1940(NS)

図B.4(a) 非定常パワースペクトル



タフト1952(EW)

図 B.4(b) 非定常パワースペクトル

非定常パワースペクトルが2次元スペクトルであり、そこに含まれる卓越成分の大きさを比較するために、継続時間軸上での最大パワ値を求め、瞬間最大パワースペクトルを定義する。

定義：瞬間最大パワースペクトル

$$C_{PW}(f) = \max_{0 \leq T \leq T_E} S_{PW}(f, T) \quad (B.5)$$

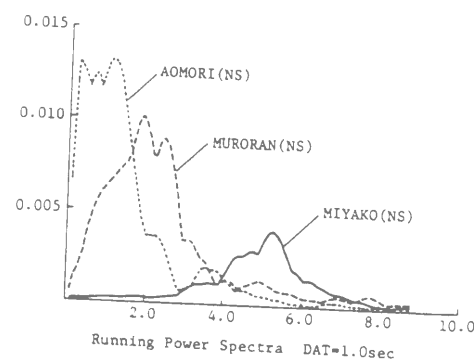
この瞬間最大パワースペクトルを用いて、設計用地震力の規定の中で採用されている、地盤種別による卓越成分の違いを分析する。十勝沖地震で記録された、3種類の地震波を分析した結果を比較する。

(a) 宮古(NS) 115.9 cm/s²

(b) 室蘭(NS) 203.5 cm/s²

(c) 青森(NS) 205.4 cm/s²

データ取り込み時間0.1秒



図B.5 瞬間最大パワースペクトル

#### 参考文献

[B.1]Kobori,T : State-of-the-Art Report Active Seismic Response Control, 9WCEE, Vol.8-pp.435-446, Aug. 1988

#### 付録-C 非定常周波数帯域濾過スペクトル

非定常パワースペクトルが、継続時間軸上の各時刻での $\pm\Delta t$ 時間範囲の周波数成分を分析したのに対し、非定常周波数帯域濾過スペクトルでは、地震記録波の時刻歴データを、一端周波数成分に展開し、その周波数軸上で各周波数の $\pm\Delta f$ 周波数範囲の周波数成分を逆変換し、各周波数成分の時刻歴を分析した。この周波数帯域濾過スペクトルでは、濾過帯域幅の設定が問題であるが、正弦波での分析精度の検証から、必要濾過帯域幅を求めた。この非定常周波数帯域濾過スペクトルを用いて、地震記録波に含まれる卓越周波数成分の最大振幅値と、全体の周波数成分に対する分担比率を求めた。

#### 1 算定法

高速フーリエ変換が、漸化式を用いた効率的な演算法であるのと同様に、逆フーリエ変換も効率的な演算である。ここでは、各周波数成分ごとに、逆フーリエ変換を行い、非定常周波数帯域濾過スペクトルを算定する。

定義：非定常周波数帯域濾過スペクトル

Step-1: 地震記録波をFFTで周波数成分に分析する。

$$G(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} g(t) \exp[-i\omega t] dt \quad (C.1)$$

Step-2: 矩形フィルターを周波数軸上で掃引し、周波数帯域濾過スペクトルを求める。

$$G_j(\omega, \alpha) = B(f_j, \alpha) G(\omega) \quad (C.2)$$

$$B(f_j, \alpha) = 1 \quad ; \quad f_j - \alpha \tilde{f} < f < f_j + \alpha \tilde{f}$$

$$B(f_j, \alpha) = 0 \quad ; \quad f < f_j - \alpha \tilde{f} \quad f_j + \alpha \tilde{f} < f$$

$$\tilde{f} = \frac{1}{T_f}$$

$$T_f = 2^N \Delta t \quad [2^{N-1} < \text{Number of steps} \leq 2^N]$$

Step-3: 各周波数帯域スペクトルをFFT逆変換し、加速度時刻歴に戻す。

$$g(t, \omega_j, \alpha) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} G_j(\omega, \alpha) \exp[i\omega t] d\omega \quad (C.3)$$

分析精度に影響を与える要因には、FFT変換の周波数刻み間隔が考えられる。設計用地震波形の継続時間が80秒を超えることはまれである。そのため、FFTでの2の階乗数で規定されるデータ数による周波数刻みは、0.0977Hz (=1/10.24) 0.0488Hz (=1/20.48) 0.0244Hz (=1/40.96) 0.0122Hz (=1/81.92) のように限定されたものとなる。そこで、周波数幅の絶対量ではなく、分離した周波数成分の数で帯域幅を規定した。

## 2 分析精度の検証

非定常周波数帯域濾過スペクトルの算定過程において、Step-1, 3はFFT演算であり、検討の余地はないが、Step-2での矩形フィルターの設定法による分析精度への影響については、改めて評価する必要がある。そこで、地震動に含まれる継続時間の短い卓越成分を模擬的に表した、2種類の模擬加速度波を分析し、矩形フィルターの設定法が振幅特性と局在性の分析精度に与える影響を検討する。

### 2.1 継続時間軸上の2箇所に離れて正弦波が存在する時刻歴の分析

地震動に含まれる卓越周波数成分の、継続時間が短い点とそれらの到達時刻が異なる点を、sin関数を用いて以下のように模擬する。矩形フィルターの濾過帯域幅をパラメータにして、この模擬波形を分析し、振幅値の大きさと局在性の分析精度を検討する。

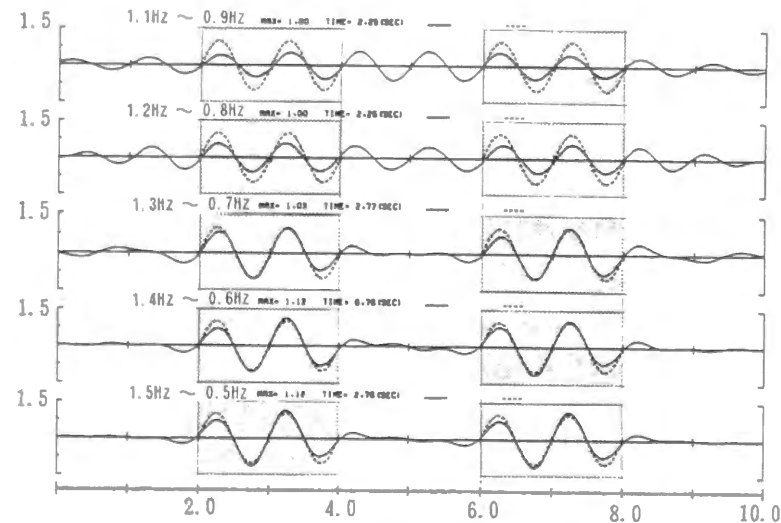
$$g(t) = 0.0 \quad 0.0 \leq t < 2.0; \quad 4.0 \leq t < 6.0; \quad 8.0 \leq t < 10.0$$

$$g(t) = \sin(2\pi t) \quad 2.0 \leq t < 4.0; \quad 6.0 \leq t < 8.0$$

周波数帯域濾過フィルターには以下のような5種類の帯域幅の矩形フィルターを設定する。

$$B(f_j, \alpha) = 1.0 \quad f_j - \alpha \bar{f} \leq f < f_j + \alpha \bar{f}$$

$$f_j = 1.0 : \quad \alpha = 1, 2, 3, 4, 5 : \quad \bar{f} = 0.097656 \text{ Hz}$$



図C.1 周波数帯域濾過時刻歴

分析結果の時刻歴では、以下の分析精度と矩形フィルターの帯域幅の関係が認められる。

- (a)  $\alpha = 1, 2$ では振幅値が60%であり、4.0~6.0秒間の零入力状態に振幅値を評価していることから、局在性の分析精度も不十分である。
  - (b)  $\alpha = 3$ では振幅値は103%であり、2.0~4.0/6.0~8.0秒間の前後の半サイクルで20%程度の振幅値を推定している点を除けば、局在性もほぼ分析できている。
  - (c)  $\alpha = 4, 5$ では振幅値が112%であり、局在性の分析精度が良くなっている。
- 以上の結果から、矩形フィルターの帯域幅を $\alpha = 3$ 以上に設定する。

### 3.2 異なる周波数成分の時刻歴の分析

地震記録波における周波数成分が時間とともに変化する特性を模擬し、2.0秒間ごとに周波数成分を変えたsin波を連結した区間変調型sin波を分析する。

$$g(t) = \sin(\pi t) \quad 0.0 \leq t < 2.0 \quad 0.5 \text{ Hz}$$

$$g(t) = \sin(2\pi t) \quad 2.0 \leq t < 4.0 \quad 1.0 \text{ Hz}$$

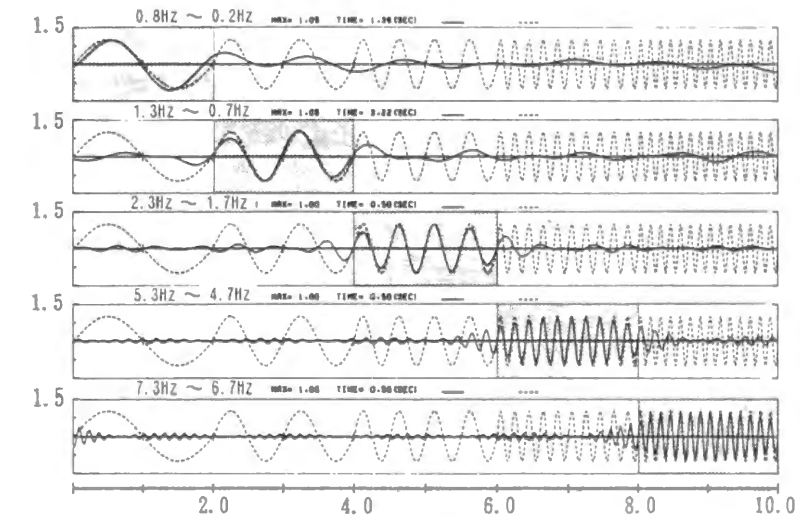
$$g(t) = \sin(4\pi t) \quad 4.0 \leq t < 6.0 \quad 2.0 \text{ Hz}$$

$$g(t) = \sin(10\pi t) \quad 6.0 \leq t < 8.0 \quad 5.0 \text{ Hz}$$

$$g(t) = \sin(20\pi t) \quad 8.0 \leq t < 10.0 \quad 10.0 \text{ Hz}$$

前節の結果から帯域幅を $\alpha = 3$ とし、各sin波の周波数を中心に、 $\pm 3.0 \bar{f} \text{ Hz}$  ( $\bar{f} = 0.097656 \text{ Hz}$ )の矩形フィルターを設定し、周波数帯域濾過時刻歴を示す。

- (a) いずれの周波数成分の最大振幅値も100~105%に評価されるが、継続範囲での最初と最後の0.5秒程度の範囲で振幅値を小さく評価する。
- (b) 局在性に関しては、いずれの周波数成分に関しても分析精度は変わらない。



図C.2 矩形フィルターによる周波数成分の分析精度の検討

## 3 地震記録波の非定常特性

各周波数成分での周波数帯域濾過時刻歴をもとに、以下の地震動スペクトルを定義する。

- (a) 非定常周波数帯域濾過スペクトル

$$S_F(t, \omega_j, \alpha) = |g(t, \omega_j, \alpha)| \quad (C.4)$$

- (b) 瞬間最大加速度振幅スペクトル

$$C_A(\omega_j, \alpha) = \max_t S_F(t, \omega_j, \alpha) \quad (C.5)$$

- (c) 瞬間最大速度振幅スペクトル

$$C_V(\omega_j, \alpha) = \frac{C_A(\omega_j, \alpha)}{\omega_j} \quad (C.6)$$

加速度波形は周波数帯域に分離されたsin波と考えられることから、(D.6)式での速度振幅への変換は力学的に保証されたものとなる。



非定常周波数帯域濾過スペクトルは2次元スペクトルであり、分析結果はコンタ図などで表される。十勝沖地震での3種類の地盤種別に対応した地点での観測記録を分析する。

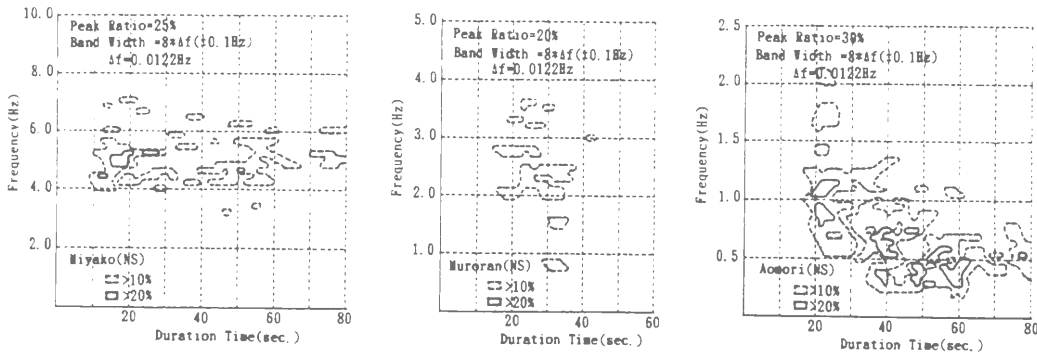
宮古(NS)	第一種地盤	115.95 $cm/s^2$
室蘭(NS)	第二種地盤	203.47 $cm/s^2$
青森(NS)	第三種地盤	205.36 $cm/s^2$

継続時間が長いため、周波数刻みが小さくなるため、 $[\alpha=8]$ として矩形フィルターの帯域幅を $\pm 0.1Hz$ とした。各周波数成分での振幅値を地震波形の最大振幅値に対する比率で表す。

この非定常周波数帯域濾過スペクトルでは以下の地震記録波の特性が評価できる。

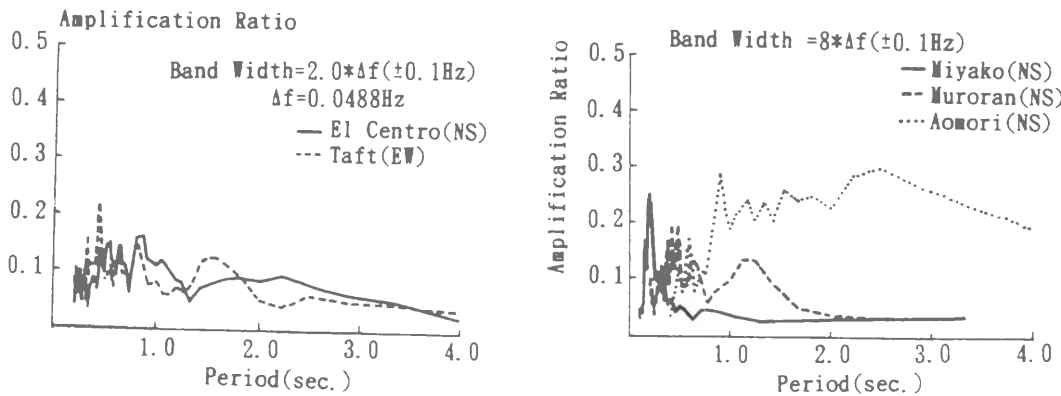
- (1) 卓越成分の周波数帯域の違い
- (2) 卓越成分の生起時刻
- (3) 振幅比率

例えば、第二種地盤では同時刻に複数の卓越成分が到達するが、第三種地盤では卓越成分の周期が後になるほど長くなる傾向も認められる。また、その振幅比率は20～30%程度であり、第一種、第三種地盤での振幅分担比率が第二種地盤に比べ大きくなる。



図C.3 十勝沖地震での観測記録波の分析

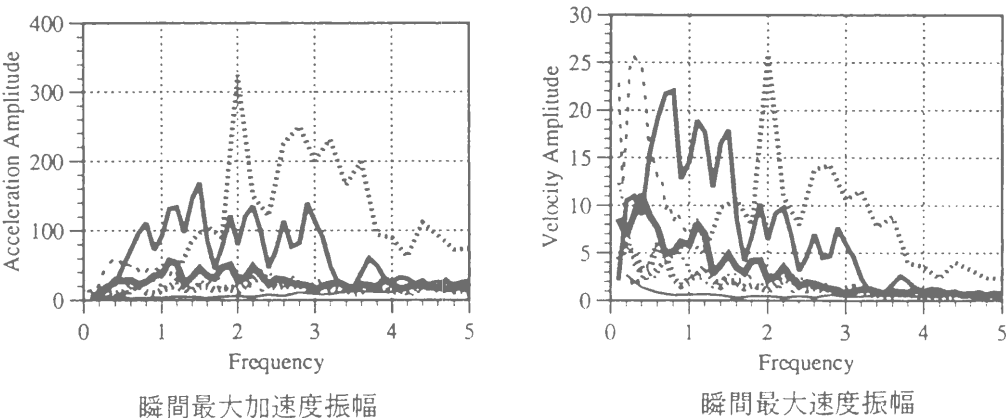
瞬間最大加速度振幅スペクトルは、この2次元スペクトルを周波数軸と振幅軸で構成される平面に投射した1次元スペクトルである。この1次元スペクトルでは、矩形フィルターの帯域幅や地震記録波に関する比較ができる。El Centro(NS)波での帯域幅に関する比較と、前述の3種類の地震記録波の加速度振幅比率スペクトルを比較する。



図C.4 瞬間最大加速度振幅比率スペクトル

これらの5種類の観測地震波に1993年の釧路沖地震と1994年の兵庫県南部地震での観測地震波を加えた7種類の観測地震波の瞬間最大加速度振幅スペクトルと瞬間最大速度振幅スペクトルを示す。

神戸気象台波(NS)	/820.56 $cm/s^2$
釧路気象台波(EW)	/922.2 $cm/s^2$
宮古波(NS)	/115.95 $cm/s^2$
室蘭波(NS)	/203.47 $cm/s^2$
青森波(NS)	/205.36 $cm/s^2$
El Centro(NS)	/341.7 $cm/s^2$
Taft(EW)	/175.9 $cm/s^2$



図C.5 瞬間最大振幅スペクトル

参考文献

[C.1] Shuichi KAMAGATA, Takuji KOBORI: Autonomous Adaptive Control of Active Variable Stiffness System for Seismic Ground Motion, the proceedings of First World Conference on Structural Control, Vol-2, TA4-33-42, Los Angeles, CA.,USA, 3-5 August 1994

自律型適応制御では構造物の振動状態に応じた区間線形系であることから、サイン波外乱の過渡応答過程を解析解列で記述できる。本論文では解析解列から動的応答特性を表す閉形解を導出するため無減衰系としたが、ここでは減衰系の解析解列を算定する。

## 1. サイン波応答の運動方程式

AVSD系の応答過程は、四半サイクルごとに基本剛性と硬化剛性に切換えられる区間線形系であり、その強制応答過程は硬化剛性と基本剛性の各線形系の運動方程式を連結して記述できる。減衰特性は基本剛性に比例した内部減衰とする。

### 1.1 硬化剛性状態の運動方程式

$$m\ddot{x}_H(t) + c\dot{x}_H(t) + (k + k_C)x_H(t) = -m\sin(\omega t) \quad (D.1)$$

$$c = \frac{2k}{\omega_F} \quad (D.2)$$

$$\omega_F = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (D.3)$$

$$\ddot{x}_H(t) + \frac{2\zeta_F\omega_H}{\sqrt{1+\gamma}}\dot{x}_H(t) + \omega_H^2 x_H(t) = -\sin(\omega t) \quad (D.4)$$

$$\zeta_F = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad (D.5)$$

$$\omega_H = \sqrt{\frac{k + k_C}{m}} \quad (D.6)$$

$$\gamma = \frac{k_C}{k} \quad (D.7)$$

### 1.2 基本剛性状態の運動方程式

$$m\ddot{x}_F(t) + c\dot{x}_F(t) + kx_F(t) = -m\sin(\omega t) \quad (D.8)$$

$$\ddot{x}_F(t) + 2\zeta_F\omega_F\dot{x}_F(t) + \omega_F^2 x_F(t) = -\sin(\omega t) \quad (D.9)$$

## 2. サイン波応答の解析解

自律型適応制御による剛性切換え条件をもとに、静止状態を想定した零時刻を始点とすると、サイン波によるSDOF-AVSD系の強制応答過程の閉形解は次のように記述できる。

### 2.1 硬化剛性：[0 ≤ t < T<sub>1</sub>]

静止状態では硬化剛性が設定されており、剛性が解放される時刻 [T<sub>1</sub>] までの応答過程は、(3.80)、(3.81) 式の強制応答の解で d<sub>0</sub> = v<sub>0</sub> = 0 として表せる。

$$x_H(t) = -R_{c,H}x_{1,H}(t) - R_{s,H}x_{2,H}(t) - R_{d,H}\sin(\omega t - \phi_H) \quad (D.10)$$

$$\dot{x}_H(t) = -R_{c,H}\dot{x}_{1,H}(t) - R_{s,H}\dot{x}_{2,H}(t) - R_{d,H}\omega\cos(\omega t - \phi_H) \quad (D.11)$$

### 2.2 剛性解放と基本剛性：[T<sub>1</sub> ≤ t < T<sub>2</sub>]

剛性が解放される時刻 [T<sub>1</sub>] では速度応答値が零であり、その時、可変剛性装置が負担していた力 [k<sub>C</sub>x<sub>H</sub>(T<sub>1</sub>)] が微小時間 [dτ] の中で線形的に低減し、零になると想定する。この剛性解放が構造物の応答へ与える影響は次のようなインパルスで表せる。

$$I_{AC} = -0.5k_Cx_H(T_1)d\tau \quad (D.12)$$

このインパルスは構造物に次の速度応答を生じさせる。

$$\dot{x}_I(T_1 + d\tau) = \frac{I_{AC}}{m} \quad (D.13)$$

この速度応答値は基本応答成分に組み込まれ、時刻 [T<sub>1</sub> + dτ] 以降の応答に累加される。

$$x_{IP}(t) = \frac{I_{AC}}{m}x_{2,H}\{t - (T_1 + d\tau)\} \quad (D.14)$$

$$\dot{x}_{IP}(t) = \frac{I_{AC}}{m}\dot{x}_{2,H}\{t - (T_1 + d\tau)\} \quad (D.15)$$

時刻 [T<sub>1</sub>] 以後は基本剛性状態であり、そこでの定常応答解は次のように表せる。

$$x_{3,F}(t) = \exp[-\zeta_F\omega_F t]\{C_3\cos(\omega_{F,D}t) + C_4\sin(\omega_{F,D}t)\} - x_{ST,F}(t) \quad (D.16)$$

$$\dot{x}_{3,F}(t) = \omega_{F,D}\exp[-\zeta_F\omega_F t]\left\{\left(-\frac{C_3\zeta_F}{D} + C_4\right)\cos(\omega_{F,D}t) - \left(C_3 + \frac{C_4\zeta_F}{D}\right)\sin(\omega_{F,D}t)\right\} - \dot{x}_{ST,F}(t) \quad (D.17)$$

$$x_{ST,F}(t) = R_{d,F}\sin(\omega t - \phi_F) \quad (D.18)$$

$$\dot{x}_{ST,F}(t) = R_{d,F}\omega\cos(\omega t - \phi_F) \quad (D.19)$$

積分定数 C<sub>3</sub>, C<sub>4</sub> は 時刻 [T<sub>1</sub>] の速度、変位応答値を零として求められる。

$$C_3 = -x_{ST,F}(T_1) \quad (D.20)$$

$$C_4 = -\frac{\zeta_F}{D}x_{ST,F}(T_1) - \frac{\dot{x}_{ST,F}(T_1)}{\omega_{F,D}} \quad (D.21)$$

これらを(D.16)、(D.17) 式に代入し定常応答成分の解を求める。

$$x_{3,F}(t) = -x_{ST,F}(T_1)x_{1,F}(t - T_1) - \dot{x}_{ST,F}(T_1)x_{2,F}(t - T_1) - x_{ST,F}(t) \quad (D.22)$$

$$\dot{x}_{3,F}(t) = -x_{ST,F}(T_1)\dot{x}_{1,F}(t - T_1) - \dot{x}_{ST,F}(T_1)\dot{x}_{2,F}(t - T_1) - \dot{x}_{ST,F}(t) \quad (D.23)$$

時刻 [T<sub>1</sub>] 以後は、剛性切換え時の変位応答値と、剛性開放時のインパルスによる速度応答値による基本応答成分、それに定常応答成分を重ね合わせて表わせる。

$$x_F(t) = \{x_H(T_1) - x_{ST,F}(T_1)\}x_{1,F}(t - T_1) + \left\{\dot{x}_H(T_1) - \dot{x}_{ST,F}(T_1) + \frac{I_{AC}}{m}\right\}x_{2,F}(t - T_1) - x_{ST,F}(t) \quad (D.24)$$

$$\dot{x}_F(t) = \{x_H(T_1) - x_{ST,F}(T_1)\}\dot{x}_{1,F}(t - T_1) + \left\{\dot{x}_H(T_1) - \dot{x}_{ST,F}(T_1) + \frac{I_{AC}}{m}\right\}\dot{x}_{2,F}(t - T_1) - \dot{x}_{ST,F}(t) \quad (D.25)$$

### 2.3 硬化剛性：[ $T_2 \leq t < T_3$ ]

時刻[ $T_2$ ]以後は、速度応答値による基本応答成分と、[ $T_2$ ]時刻で改めて初期条件を零として求めた定常応答成分の重ね合わせで応答過程が表せる。定常応答成分の解の積分定数 $C_3, C_4$ は次のようになる。

$$C_3 = -x_{ST,H}(T_2) \quad (D.26)$$

$$C_4 = -\frac{\zeta_F}{D\sqrt{1+\gamma}} x_{ST,H}(T_2) - \frac{\dot{x}_{ST,H}(T_2)}{\omega_{F,D}} \quad (D.27)$$

$$x_H(t) = \{x_F(T_2) - x_{ST,H}(T_2)\}x_{1,F}(t-T_2) + \{\dot{x}_F(T_2) - \dot{x}_{ST,H}(T_2)\}x_{2,H}(t-T_2) - x_{ST,H}(t) \quad (D.28)$$

$$\dot{x}_H(t) = \{x_F(T_2) - x_{ST,H}(T_2)\}\dot{x}_{1,F}(t-T_2) + \{\dot{x}_F(T_2) - \dot{x}_{ST,H}(T_2)\}\dot{x}_{2,H}(t-T_2) - \dot{x}_{ST,H}(t) \quad (D.29)$$

$$x_{ST,H}(t) = R_{d,H} \sin(\omega t - \phi_H) \quad (D.30)$$

$$\dot{x}_{ST,H}(t) = R_{d,H} \omega \cos(\omega t - \phi_H) \quad (D.31)$$

これ以後の応答過程は、(b) 基本剛性と(c) 硬化剛性に対して導いた解析解を順に連結したものとなる。

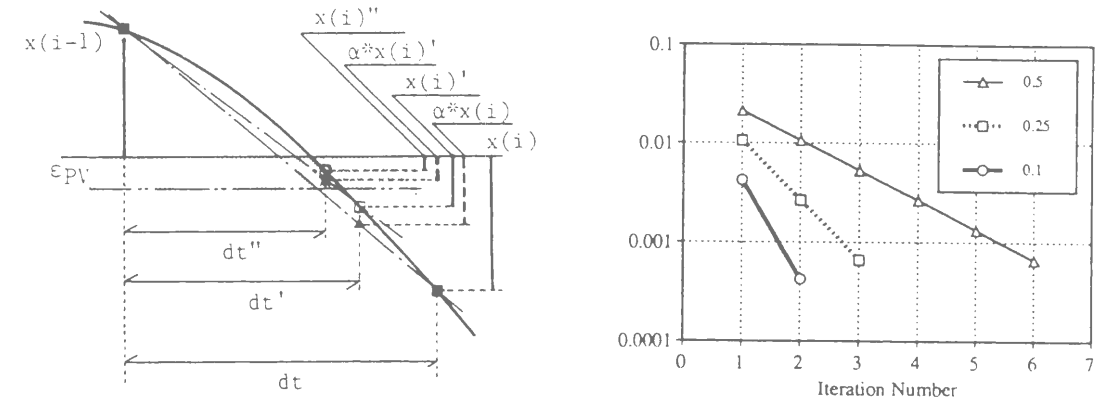


図 D.1 収束計算の手順

この収束計算での収束計算回数と収束判定値の関係を、3種類の収束漸近係数について示す(図 D.1)。装置の制御性能を考慮すると、想定した最大変形量に対する0.1%の変形量は現実的な許容精度範囲と考えられ、以下の算定では収束判定の許容値を0.001とする。

硬化周期と擬似固有周期の正弦波での5秒間の応答過程を図示する。基本構造物に対し1%の減衰定数を設定し、剛性比例倍率を1.0とした。

### 3. 解析解列の算定法

(D.24), (D.25)式と(D.28), (D.29)式の基本剛性と硬化剛性での応答過程を微小時間[ $\Delta t$ ]間隔で算定して求める。その際、制御情報の処理や、可変剛性装置の剛性切換えに要する時間は無視できるものとし、次のように剛性切換え時の応答を算定する。

#### 3.1 硬化剛性から基本剛性への切換え

剛性切換え条件である構造物の応答速度が零になる時刻は、その時刻の前後の速度応答値の積が負になる条件から求める。ここでは応答過程を算定する時間間隔[ $\Delta t$ ]の前後での速度応答値の積の符号が負になった時刻[ $t + \Delta t$ ]を剛性解放時刻とする。

$$\dot{x}(t + \Delta t) * \dot{x}(t) < 0 \quad (D.32)$$

#### 3.2 基本剛性から硬化剛性への切換え

基本剛性から硬化剛性への切換えは装置のメカニカルな特性を利用する。そこで、変位応答が零になる時刻を以下の収束計算により求める(図 D.1)。

$$\varepsilon_S = \varepsilon_{S-1} \frac{|x(t) + \alpha x(t + \Delta t)_{S-1}|}{|x(t)| + |x(t + \Delta t)_{S-1}|} \quad (D.33)$$

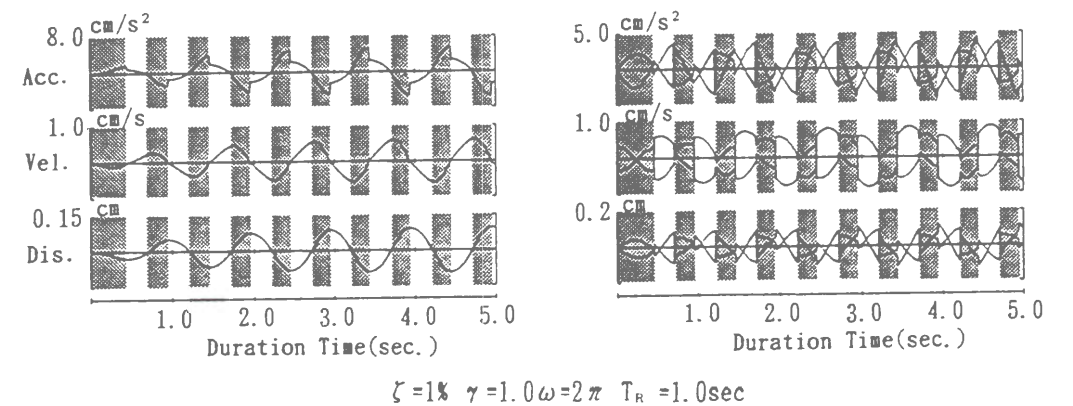
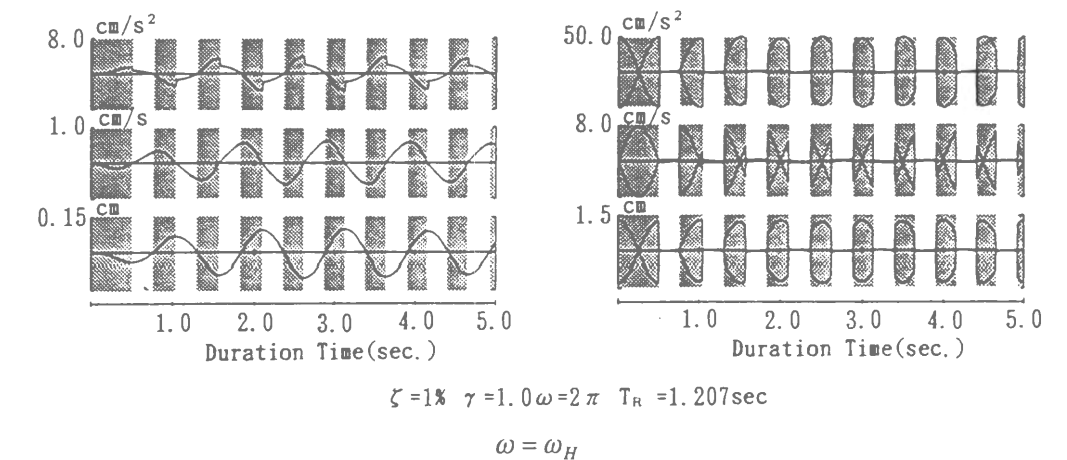
$$x(t + \Delta t)_S = f(t + \Delta t)_S \quad (D.34)$$

$$\frac{|x(t + \Delta t)_S|}{x_{MAX}(t)} < \varepsilon_{PV} \quad (D.35)$$

$\alpha$  : 収束漸近係数

$x_{MAX}(t)$  : 時刻(t)以前の最大応答値

$\varepsilon_{PV}$  : 収束判定の許容値



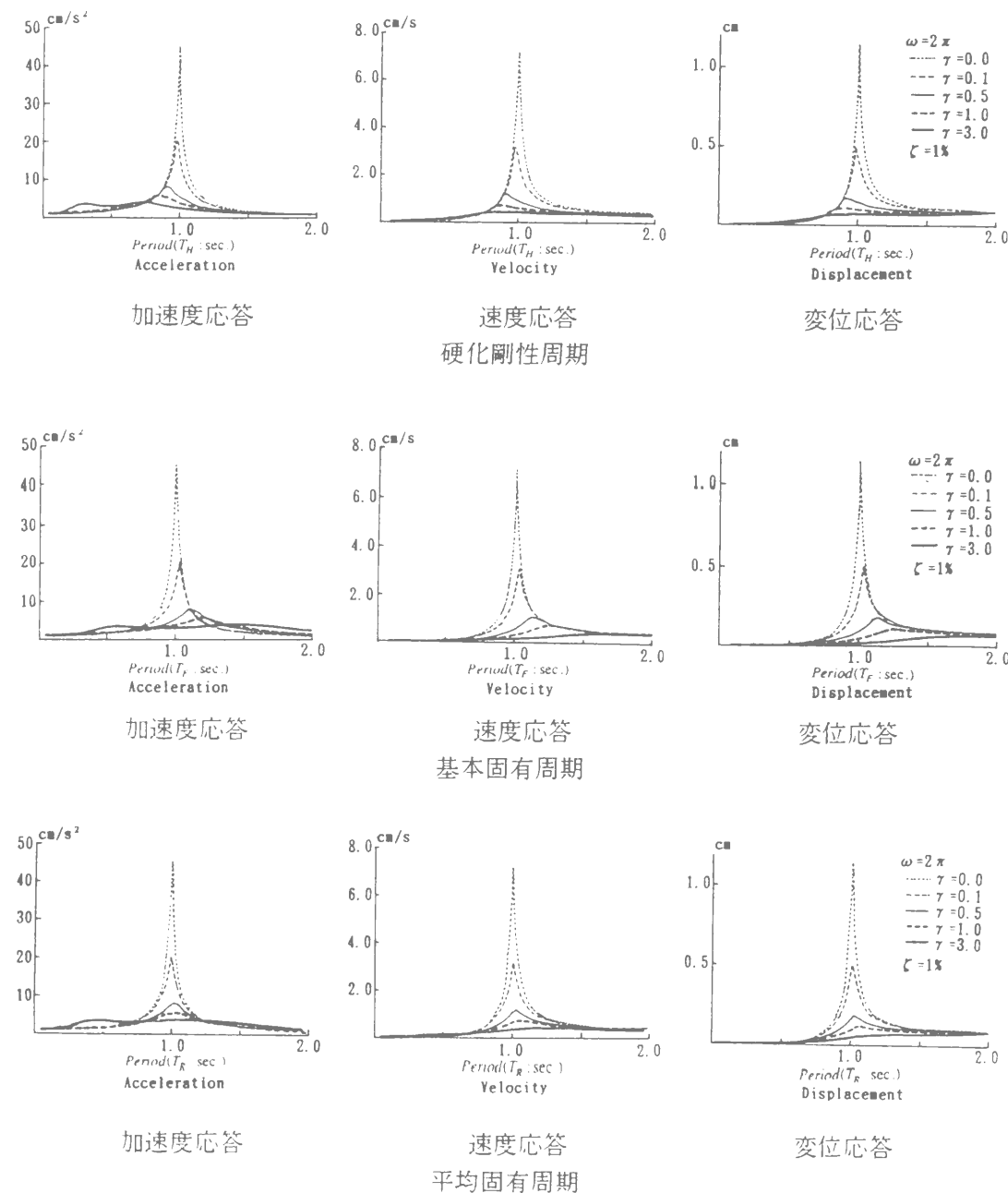
図D.2 解析解による応答時刻歴



硬化周期の正弦波応答では、硬化剛性状態では一般解と特解の応答振幅が大きいが両者の相殺により応答値が小さくなる。この時、基本剛性状態では一般解と特解の応答振幅が小さい。擬似固有周期の正弦波応答では、いずれの剛性状態においても一般解と特解の応答振幅はさほど小さくなく、かつ両者が相殺する関係により応答値は小さくなる。硬化周期に比べ、擬似固有周期での応答値が大きくなる要因は、一般解と特解の相殺の関係によるものと考えられる。いずれの正弦波応答でも、短い継続時間の間に定常応答に近い状態になっている。

第2章での数値積分による応答曲線と同様に、この解析解列を算定した結果をもとにした応答曲線を図示する。ここでは横軸を硬化剛性周期、基本剛性周期、擬似固有周期の3種類に設定し、ピーク値となる周期の違いを比較した。

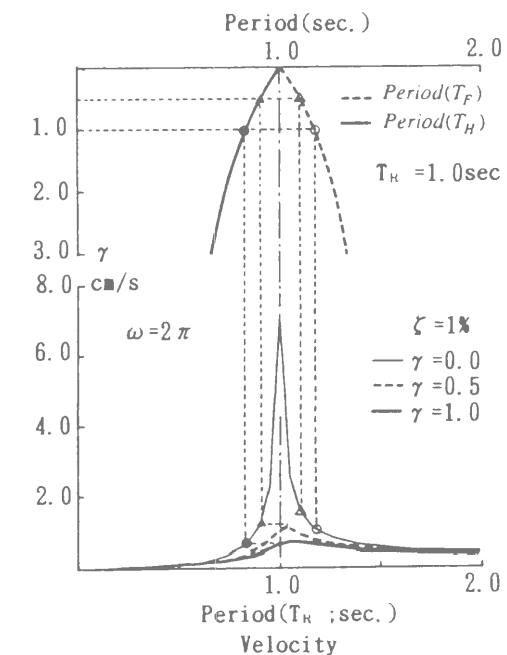
サイン波は、最大振幅値を  $1.0 \text{ cm/s}^2$  とした一定振幅で、継続時間を40秒間と設定し、剛性比例倍率を0.0, 0.1, 0.5, 1.0, 3.0に設定した。基本構造物の減衰定数を1%とした。



図D.3 3種類の固有周期での応答スペクトルの比較

これらの応答曲線からは、以下のSDOF-AVSD系の応答特性が明らかになる。

- (a) 硬化剛性周期を横軸に設定した応答スペクトルの特性は、剛性比例倍率を大きくするほど、最大応答値が低減され、ピーク値の周期が短周期側に移行する。この結果から、SDOF-AVSD系の応答倍率が入力レベルに依存しないことも明らかになる。
- (b) 基本剛性周期を横軸に設定した応答スペクトルでは、剛性比例倍率を大きくするほど、応答曲線のピーク値が長周期側に移行する。
- (c) 平均固有周期を横軸に設定した応答曲線では、ピーク値はサイン波の周期付近で生じ、減衰定数をパラメタとした線形系の応答曲線に類似したものとなる。
- (d) 速度、変位応答の最大応答値が、基本周期側で生起するのに対し、加速度応答の最大値は、剛性比例倍率を大きくすると、短周期側でも生起する。このため、地震動に含まれる卓越成分が短周期域に存在する時は、加速度応答値に低減量は小さくなると予想される。
- (e) 入力加速度は  $1.0 \text{ cm/s}^2$  であることから、加速度応答値は入力に対する倍率でもあり、剛性比例倍率を3.0にしたときの加速度応答倍率は3倍程度になる。



図D.4 2種類の剛性状態での線形応答との比較

この平均固有周期を横軸に設定した応答曲線と硬化剛性周期と基本剛性周期での線形系の応答値と比較する(図D.4)。剛性比例倍率が大きくなるほど、硬化剛性周期と基本剛性周期が離れた値になる。これらの固有周期の線形系のいずれの応答値と比較しても、SDOF-AVSD系の平均固有周期での応答値は小さくなることが示された。この結果から、自律型適応制御による可変剛性システムを導入した構造物の、双周期系としての応答低減特性を明らかにした。

#### 4. 結論

応答過程の解析解が得られる外乱は限られたものであるが、正弦波外乱の解析解による過渡応答過程の分析からは、SDOF-AVSD系の硬化剛性、基本剛性のいずれかに同調させた正弦波を設定すると、一般解と特解が相殺することで定常振幅が小さくなることが明らかにされた。

また、応答曲線でのピーク値が硬化剛性周期と基本剛性周期の平均値付近で生じ、剛性比例倍率を大きくするほどピーク値が小さくなることを明らかにした。この状態では、硬化剛性、基本剛性のいずれの状態に対しても、正弦波による特解の振幅は共振状態に比べて小さくなる。剛性比例倍率を大きくするほど、この振幅値は小さくなることで、定常状態での振動低減特性を説明した。

著者は、京都大学の横尾研究室において、中村恒善教授（当時助教授）の指導のもとで、「変動軸力下における両振り曲げ実験」の研究に参加させていただき、硬い鉄骨部材がいとも簡単に変形する過程を学んだ。鹿島建設入社後も、鉄骨骨組に関する地震応答解析を研究業務として継続してきた。最初に手掛けた研究業務は、遠山幸三博士の「折れ曲がり筋違い」の研究で、そこでは学生時代に手掛けた大変形理論に基づくSLICE解析プログラムを宮下丘博士の指導のもとに新たに開発し、鉄骨部材の塑性領域の進展や復元力特性などを明らかにした。

その後、火力発電所などの鉄骨構造物の地震応答解析の研究業務の中で、地震応答解析の数値解析プログラムを開発した。若林実名誉教授の鉄骨筋違いの復元力特性モデルを組み込んだ地震応答解析は、座屈という力学的に興味深い現象を含んでおり、その数値解析法の開発に専心し、収束計算法による数値積分法を開発した。この数値積分では構造物の動的応答過程を逐次追跡することで、振動現象の基本的な特性を学んだ。1982年から1983年の6箇月間、ミシガン大学のS.C.Goel教授、R.D.Hanson教授のもとで、鉄骨筋違いの復元力特性に関する研究を行う機会を頂いた。

また、汎用非線形解析コード(MARC)を用いた鉄骨構造物の数値実験的研究も行い、その中では、事故により大きく変形した鉄骨柱を復元する工法の可能性の検討も行った。そのような経験をもとに構造部材の破壊状態までを考慮した数値解析プログラムの開発を始めた。しかし、破壊状態が多様であることと、その中には接合部などの現場作業に関わる箇所が発生するものが多いことから、それらの相関性を考慮したモデル化はほとんど不可能であった。

鹿島建設では入社から10年間、情報システム部に所属した。そこでは構造物の地震応答解析に関する研究業務の他に、堀越清規氏の指導のもとで地震記録波に対する各種の分析法も開発した。地震応答スペクトルの計算過程では、数値積分法の精度に関する各種の検討を行った。当時、鹿島建設では高層建物に強震計を設置、管理しており、1978年の宮城県沖地震では多くの地震記録波を分析する機会に恵まれた。丁度、原子力発電所に対する設計用地震力の評価のために多くの地震観測が行われ、また、新耐震設計法が策定されつつあった時期であったことから、多くの地震波の統計的な処理を行う業務にも携わった。その中で、周期特性のばらつきを評価するために平均応答スペクトルや包絡応答スペクトル、シフトスペクトルを開発した。

地震記録波の解析では継続時間軸上での周期成分の変化に興味を持った。Trifunac教授によるResponse Envelope Spectrumの解析結果を図示した結果からは、構造物の美しい振動現象の世界を垣間見た。更に、FFT法によるフーリエスペクトルやパワースペクトルをもとに、非定常スペクトルを開発した。このように多くの地震記録波を分析することで、地震外乱に関して得た多くの知見は制震構造の研究を進めるうえで大いに役立った。

1985年に小堀鐸二京都大学名誉教授が鹿島建設に小堀研究室を開設され、新たな構造概念としてDynamic Intelligent Buildings (DIB)を提唱された。そして、その制震構造の新たな研究、開発に参加する機会に恵まれたことで、それまで漠として模索していた数値解析の立場からの構造解析とは異なる、確たる目標を持つことができた。制震構造に関する基本概念には、多くの構造形式の可能性が集約されていた。特に、「人為的非線形」「非定常非共振」の概念は、各種の復元力特性による地震応答解析の中で暖めてきた、構造特性に対する漠たる概念に可変剛性システムという明確な形をもたらした。

初期の制震システムの可能性に関する研究の段階では、制震力型制震システムや、構造特性調整型制震システム等の有効性と、その必要性能をいち早く評価するために、手中にしていた収束計算法による数値解析を行った。そして、各種の制震装置や、その制御規範を網羅的に分析した結果をもとに、制震力型制震システムの試作をいち早く成し遂げ、その可能性を実証した。また、可変剛性システムに関する試作も行い、実際の構造物への適用を促した。

このように構造物を制御システムとする概念は、1970年にJ.T.P.Yao教授によりStructural Controlとして提示されており、それ以後、米国では構造制御に関する研究分野が確立されつつあった。1987年のASCEのEngineering Mechanicsの会議でYao教授やSoong教授、Masri教授らを前に、制震構造の研究成果を発表し、それを機会にこれらの研究者との交流が始まった。

1988年には日本で第9回世界地震工学会議が開催され、小堀鐸二名誉教授の発案で、Active Seismic Response Controlと名付けられた、制震構造に関するSpecial Theme Sessionが設置され、著者も制震力システムと可変剛性システムに関する研究成果を発表した。

制震構造に関する研究への注目が高まったことから、日本建築学会では制震（振）構造特別研究委員会が設置され、著者もその委員に加えて頂き、井上豊教授、石丸辰治教授、山本鎮男教授らから多くのご教示を頂いた。この委員会が中心となり、1992年にアクティブ制震（振）シンポジウムを開催した。また、1991年の日米伊の3国ワークショップの期間中に、ペルージャの石畳を歩きながら、第3回のStructural Control会議や世界構造制御会議(IASC)設立の可能性について、Masri教授と検討したことなどが思い出される。この会議では、亀田教授、篠塚教授、柴田碧教授、家村教授から研究に対する多くのご示唆を頂いた。日米伊の3国ワークショップは1992年にも開催され、この直後に開催された第10回世界地震工学会議ではIASCが設立された。1994年に米国パサディナで第1回世界制震構造会議が開催され、日米の研究者に加え、ヨーロッパからもF.Casciati教授、J.Rodellar教授などから研究成果が発表された。

また、1989年には土木学会に振動制御小委員会が設置され、1995年までの6年間、その委員を務めた。その委員会では、宮田利雄教授、藤野洋三教授、山口宏樹教授、佐藤忠信教授らから、橋梁での風による振動抑制に関する多くの研究成果をご教示頂いた。

本論文での自律型適応制御による可変剛性システムは、数値解析結果からその動力学特性を明らかにし、実現性の高い「非定常非共振」特性を有することを確認するに至った。この確信は、中村恒善教授のご指導により、力学的モデルで誘導した閉形解で証明され、本論文の重要な構成要素となった。特定の構造物の応答特性解明を目的に、数値解析に携わってきた著者にとって、このような解析的な研究過程は馴染みが薄く、問題設定の方法から結果の記述法に至る全てを中村恒善教授に改めてご教示頂いた。この解析的な研究の中では、上谷教授から自由振動過程や定常振動過程の重要さをご教示頂いた。竹脇助教授からは、正弦波外乱と極限外乱に関する多くのご示唆を頂き、第5章、第6章の地震時応答制約設計に関する研究では、模擬地震波群や多層構造物の標準剛性分布などを提供して頂き、これらにより可変剛性システムを導入した建築構造物の地震時応答制約設計の手順をまとめることができた。

最後に、制震構造の研究をする機会を与えてくれた小堀鐸二名誉教授と鹿島建設株式会社に感謝致します。本論文に至るまでに多大なご指導を頂いた中村恒善教授に心から感謝致します。そして、研究論文をまとめるうえで多くのご教示を頂いた辻文三教授、上谷宏二教授、竹脇助教授に感謝致します。学力審査を担当して頂いた野中泰二郎教授、渡邊史夫教授に感謝いたします。また、上記のように制震構造の研究においてご教示を賜った多くの先生に感謝致します。

仕事に対する姿勢を自ら示してくれている父と、温かく育ててくれる母に感謝します。人生の伴侶として、常に励まし続けてくれる教子に感謝します。また、仕事に取り組む情熱の手本を示してくれた多くの先生に感謝します。